

**UNIVERSIDAD RICARDO PALMA**

FACULTAD DE INGENIERIA

**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

**“FACTIBILIDAD DEL USO DE ESTRUCTURAS  
METÁLICAS EN EL DISEÑO DE VIVIENDAS  
MULTIFAMILIARES”**



TESIS

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE  
INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR

ÁMBAR ALESSANDRA TONG SAN GUZMÁN

LIMA- PERÚ

2014

*DEDICATORIA*

A mis padres César y Cecilia, a mi hermana Romina.

## AGRADECIMIENTOS

Agradezco a mi asesor el Dr. Carlos Zavala Toledo por todo su apoyo, el tiempo para mis consultas, el material brindado y su amistad, al centro de investigación CISMID, a la empresa GCAQ ingenieros civiles a los ingenieros Carlos Cassabonne, Carlos Salcedo, Juan Carlos Donayre, Patricia Rodríguez, Romina Posadas, Willy Goycochea, Malena Figueroa por el material de consulta brindado. A los ingenieros ex alumnos de la URP Aldo Chu, Guina Roselló, Paola Espinoza.

# INDICE

<b>CAPITULO 1.....</b>	<b>11</b>
DESCRIPCION DE LA TESIS .....	11
2.1 INTRODUCCIÓN.....	11
2.1 DESCRIPCIÓN DE LA TESIS .....	14
2.1 ESTRUCTURACIÓN .....	15
2.1 CARGAS DE DISEÑO.....	18
2.1 MATERIALES.....	19
<b>CAPITULO 2.....</b>	<b>21</b>
DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO .....	21
2.1 INTRODUCCIÓN.....	21
2.2 ANÁLISIS SÍSMICO .....	24
2.3 DISEÑO DE LOSA ALIGERADA .....	34
2.4 DISEÑO DE VIGAS .....	41
2.5 DISEÑO DE COLUMNAS .....	49
2.6 DISEÑO DE PLACAS .....	57
2.7 DISEÑO DE CIMENTACIÓN .....	64
2.8 DISEÑO DE ESCALERA.....	73
<b>CAPÍTULO 3.....</b>	<b>75</b>
DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO .....	75
3.1 INTRODUCCIÓN.....	75
3.2 ANÁLISIS SÍSMICO .....	81
3.3 DISEÑO DE DIAGONALES .....	91
3.4 <i>Diseño de vigas</i> .....	93
3.5 <i>Diseño de columna</i> .....	101
3.6 DISEÑO DE LOSA COLABORANTE.....	107
3.7 DISEÑO DE CONECTORES DE CORTE.....	109
3.8 DISEÑO DE SOLDADURA NORMA LRFD-AISC .....	112
3.9 DISEÑO DE PERNOS- NORMAS LRFD .....	116

3.10 DISEÑO DE PLACA DE BASE DE COLUMNA .....	118
3.11 DISEÑO DE PEDESTAL .....	122
3.12 DISEÑO DE ZAPATA .....	125
3.13 DISEÑO ESCALERA .....	131
<b>CAPITULO 4.....</b>	<b>133</b>
ESTUDIO COMPARATIVO DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS ENTRE LOS 2 SISTEMAS	
ESTRUCTURALES .....	133
4.1 INTRODUCCIÓN .....	133
4.2 PRESUPUESTO .....	135
4.2.1 Presupuesto Concreto armado.....	135
4.2.2 Presupuesto Acero.....	139
4.3 PROGRAMACIÓN DE OBRA .....	142
4.3.1 Concreto Armado .....	142
4.3.2 Acero Estructural.....	143
4.4 COMPARACIÓN DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES .....	144
4.5 CONCLUSIONES .....	149
RECOMENDACIONES.....	150
BIBLIOGRAFÍA .....	150
ANEXOS.....	153
<b>ANEXO 1.- ESTUDIO DE SUELOS .....</b>	<b>153</b>
<b>ANEXO 2.- CÁLCULOS.....</b>	<b>155</b>
<b>ANEXO 3.- METRADOS .....</b>	<b>168</b>
<b>ANEXO 4. PLANOS.....</b>	<b>178</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1 PLANTA DE ARQUITECTURA Y ESTRUCTURAS.....	17
FIGURA 2 EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO.....	19
FIGURA 3 EDIFICIO DE ACERO ESTRUCTURAL.....	20
FIGURA 4 VISTA EN PLANTA DEL PISO TÍPICO .....	22
FIGURA 5 DISTRIBUCIÓN DEL CORTANTE BASAL EN LA DIRECCIÓN X.....	26
FIGURA 6 DISTRIBUCIÓN DEL CORTANTE BASAL EN LA DIRECCIÓN Y .....	28
FIGURA 7 ESPECTRO DE DISEÑO EN LA DIRECCIÓN X .....	30
FIGURA 8 ESPECTRO DE DISEÑO EN LA DIRECCIÓN Y .....	30
FIGURA 9 MODELO 3D DEL EDIFICIO EN EL ETABS.....	31
FIGURA 10 CARGA MUERTA Y CARGA VIVA APLICADA.....	32
FIGURA 11 CARGA DE SISMO EN X Y EN Y APLICADA AL MODELO.....	32
FIGURA 12 DETALLE LOSA ALIGERADA .....	34
FIGURA 13 VISTA EN PLANTA- ORIENTACIÓN DE TECHOS .....	35
FIGURA 14 ALTERNANCIA DE CARGAS .....	36
FIGURA 15 MOMENTO FLECTOR DEBIDO A CARGA MUERTA (ARRIBA), Y A CARGA VIVA (ABAJO). .....	37
FIGURA 16 FUERZA CORTANTE DEBIDO A CARGA MUERTA (ARRIBA), Y A CARGA VIVA (ABAJO) .....	37
FIGURA 17 DIAGRAMA MOMENTO FLECTOR (ARRIBA), DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE (ABAJO) .....	38
FIGURA 18 ANCHO TRIBUTARIO DE LA VIGA DEL EJE 2.....	42
FIGURA 19 ELEVACIÓN DEL PÓRTICO 2 Y 4 RESPECTIVAMENTE .....	43
FIGURA 20 ELEVACIÓN DEL PÓRTICO B Y D RESPECTIVAMENTE.....	43

FIGURA 21 DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR DEBIDO A CARGA MUERTA (ARRIBA) Y A CARGA VIVA (ABAJO).....	44
FIGURA 22 DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR DEBIDO A CARGA DE SISMO (ARRIBA) DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR ENVOLVENTE (ABAJO).....	44
FIGURA 23 DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE DEBIDO A CARGA MUERTA (ARRIBA) DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE DEBIDO A CARGA VIVA (ABAJO) .....	45
FIGURA 24 DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE DEBIDO A CARGA DE SISMO (ARRIBA) DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE ENVOLVENTE (ABAJO) .....	45
FIGURA 25 DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR EJE 2 .....	46
FIGURA 26 DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE EJE 2.....	46
FIGURA 27 MOMENTO FLECTOR POR CARGA MUERTA (ARRIBA) Y CARGA VIVA (ABAJO) .....	47
FIGURA 28 DETALLE DE COLUMNA .....	52
FIGURA 29 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE LA COLUMNA E1.....	52
FIGURA 30 ELEVACIÓN COLUMNA- DISTRIBUCIÓN DE ESTRIBOS .....	55
FIGURA 31 FUERZA AXIAL DEBIDO A CARGA MUERTA Y VIVA RESPECTIVAMENTE .....	58
FIGURA 32 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE LA PLACA P-1 .....	59
FIGURA 33 VISTA DE PLACA P-1 .....	62
FIGURA 34 CONFINAMIENTO DE LA PLACA P-1 .....	63
FIGURA 36 ELEVACIÓN ESCALERA - TRAMO 1 .....	73
FIGURA 37 ELEVACIÓN ESCALERA- TRAMO 2 .....	74
FIGURA 38 ELEVACIÓN ESCALERA-TRAMO 3 .....	74
FIGURA 39 GRÁFICO DE CARGA DE VIENTO SEGÚN EL PISO .....	78
FIGURA 40 TABLA DE FACTORES DE FORMA, NORMA E 020 .....	78
FIGURA 41 TABLA DE FACTORES DE FORMA, NORMA E 020 DEL RNE .....	79
FIGURA 42 CARGAS DE VIENTO APLICADAS EN LA ESTRUCTURA .....	80
FIGURA 43 DISTRIBUCIÓN DEL CORTANTE BASAL EN LA DIRECCIÓN X.....	83
FIGURA 44 DISTRIBUCIÓN DEL CORTANTE BASAL EN LA DIRECCIÓN Y .....	84

FIGURA 45 ESPECTRO DE DISEÑO EN LA DIRECCIÓN X .....	86
FIGURA 46 ESPECTRO DE DISEÑO EN LA DIRECCIÓN Y .....	87
FIGURA 47 MODELO EN ETABS DEL EDIFICIO DISEÑADO EN ACERO.....	87
FIGURA 48 CARGA MUERTA (ARRIBA) Y VIVA ABAJO) APLICADA AL MODELO.....	88
FIGURA 49 CARGA DE SISMO EN X Y EN Y APLICADA AL MODELO.....	89
FIGURA 50 TABLA DE ÁNGULOS DE ACEROS AREQUIPA.....	91
FIGURA 51 TABLA DE CARACTERÍSTICAS DE PERFILES .....	94
FIGURA 52 ELEVACIÓN PÓRTICO 1 Y PÓRTICO D RESPECTIVAMENTE.....	94
FIGURA 53 MOMENTO POR CARGA MUERTA (ARRIBA) Y POR CARGA VIVA (ABAJO) .....	95
FIGURA 54 MOMENTO POR CARGA DE SISMO (ARRIBA) Y ENVOLVENTE (ABAJO) .....	95
FIGURA 56 COLUMNA METÁLICA.....	101
FIGURA 57 ELEVACIÓN DEL EJE 3, PÓRTICO SIN ARRIOSTRES.....	103
FIGURA 58 ELEVACIÓN DEL EJE 4, PÓRTICOS CON ARRIOSTRES .....	103
FIGURA 59 CORTE TRANSVERSAL DE LOSA COLABORANTE.....	107
FIGURA 60 PROPIEDADES DE LA SECCIÓN DE ACERO SEGÚN EN CALIBRE. ....	107
FIGURA 61 PROPIEDADES DEL CONCRETO. ....	107
FIGURA 62 PLANTA TÍPICA- DIRECCIÓN DE LA LOSA COLABORANTE.....	108
FIGURA 63 UBICACIÓN DE LOS CONECTORES DE CORTE EN LA VIGA.....	112
FIGURA 64 CONEXIÓN ENTRE COLUMNA Y VIGA .....	115
FIGURA 65 DETALLE DE UBICACIÓN DE PERNOS EN PLACA BASE .....	116
FIGURA 66 PERNOS DE ANCLAJE .....	118
FIGURA 67 VISTA DEL PEDESTAL Y COLUMNA.....	118
FIGURA 68 DETALLE PLACA BASE .....	122
FIGURA 69 ELEVACIÓN Y REFUERZO DEL PEDESTAL RESPECTIVAMENTE .....	124
FIGURA 70 DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES EN LA ZAPATA.....	126
FIGURA 71 ELEVACIÓN ESCALERA- TRAMO 1 .....	131



FIGURA 72 ELEVACIÓN ESCALERA – TRAMO 2 .....	132
FIGURA 73 ELEVACIÓN ESCALERA – TRAMO 3 .....	132
FIGURA 74 PROGRAMACIÓN DEL EDIFICIO EN CONCRETO ARMADO .....	142
FIGURA 75 PROGRAMACIÓN DEL EDIFICIO EN ACERO ESTRUCTURAL .....	143
FIGURA 76 GRÁFICO COMPARATIVO DEL CORTANTE DE LA NORMA Y DEL DISEÑO.....	146
FIGURA 77 TIEMPO DE CONSTRUCCIÓN EN CASCOS .....	148
FIGURA 78 PRECIO VS MATERIAL .....	148

### INDICE- TABLAS

TABLA 1 IRREGULARIDAD EN ALTURA.....	24
TABLA 2 IRREGULARIDAD EN PLANTA.....	24
TABLA 3 PARÁMETROS SÍSMICOS .....	25
TABLA 4 DISTRIBUCIÓN DEL CORTANTE EN X.....	26
TABLA 5 DISTRIBUCIÓN DEL CORTANTE EN Y .....	27
TABLA 6 ESPECTROS DE DISEÑO .....	29
TABLA 7 DESPLAZAMIENTOS EN LA DIRECCIÓN X E Y.....	33
TABLA 8 DISTORSIÓN EN LA DIRECCIÓN X E Y. ....	33
TABLA 9 MOMENTOS EN LOS EXTREMOS Y CENTRO DE LA VIGA .....	48
TABLA 10 ÁREA DE ACERO E INERCIA EFECTIVA .....	48
TABLA 11 COMBINACIONES DE CONCRETO.....	50
TABLA 12 CARGA AXIAL Y MOMENTOS EN CADA PISO PARA CADA COMBINACIÓN .....	59
TABLA 13 COMBINACIONES DE ACERO .....	60
TABLA 14 PESOS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES .....	76
TABLA 15 VELOCIDAD DEL VIENTO SEGÚN LA ALTURA DE CADA PISO .....	77
TABLA 16 CARGA VIENTO EN BARLOVENTO Y SOTAVENTO .....	79

TABLA 17 IRREGULARIDAD EN ALTURA.....	81
TABLA 18 IRREGULARIDAD EN PLANTA.....	81
TABLA 19 PARÁMETROS SÍSMICOS .....	82
TABLA 20 DISTRIBUCIÓN DEL CORTANTE EN X.....	83
TABLA 21 DISTRIBUCIÓN DEL CORTANTE EN X.....	84
TABLA 22 ESPECTROS DE DISEÑO.....	86
TABLA 23 DESPLAZAMIENTOS EN LA DIRECCIÓN X E Y.....	90
TABLA 24 DISTORSIÓN EN LA DIRECCIÓN X E Y. ....	90
TABLA 25 DATOS DEL PERFIL.....	97
TABLA 26 DATOS DEL PERFIL.....	102
TABLA 27 DATOS DE LA SECCIÓN .....	104
TABLA 28 TAMAÑO DE SOLDADURA DE FILETE .....	113
TABLA 29 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL CONCRETO ARMADO.....	134
TABLA 30 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL ACERO ESTRUCTURAL.....	135
TABLA 31 PRESUPUESTO DEL EDIFICIO EN CONCRETO ARMADO .....	138
TABLA 32 PRESUPUESTO DEL EDIFICIO EN ACERO ESTRUCTURAL .....	141
TABLA 33 COMPARACIÓN SISTEMAS ESTRUCTURALES .....	144
TABLA 34 DESPLAZAMIENTOS Y DISTORSIÓN .....	145
TABLA 35 PESOS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	145
TABLA 36 PRECIO DE LOS EDIFICIOS.....	147
TABLA 37 PRECIO EN LA DIFERENCIA DE TIEMPO.....	147

# CAPITULO 1

## DESCRIPCION DE LA TESIS

### 2.1 Introducción

Las estructuras metálicas se emplean en diferentes países debido a: Reducen los tiempos de ejecución, al utilización elementos estructurales prefabricados se obtiene el beneficio de poder brindar un mejor acabado en comparación a la ofrecida en concreto, además se cubren grandes luces (como los que usualmente se aprecian en los centros comerciales, estadios), etc.

En el Perú el boom de la Construcción ha dado pase a las inversiones financieras internas y externas. Debido a este crecimiento en el mercado inmobiliario y a que la industria de la construcción tiene más tecnología, se presenta al acero estructural como una alternativa eficiente y rápida para la construcción de viviendas multifamiliares.

En el siguiente proyecto se propondrán dos diseños de un mismo edificio multifamiliar, uno en concreto y otro en acero, de los cuales obtendremos los costos y cronogramas respectivos.

El diseño en acero requiere de una mayor precisión y de mucho más detalle que en el diseño en concreto. La poca experiencia en la construcción de estructuras metálicas y el desfase en las normas peruanas hacen que el acero quede destinado para el diseño de galpones o naves industriales.

Sin embargo, se debe de promover incentivos para el uso de sistemas más confiables en lo que respecta a ductilidad y rapidez en construcción.

## **Objetivos**

### **Objetivos generales**

Demostrar la factibilidad del uso de estructuras metálicas en edificios multifamiliares.

### **Objetivos específicos**

1. Demostrar que los costos de un edificio multifamiliar diseñado en acero no difieren mucho de uno diseñado en concreto
2. La eficiencia y rapidez en la construcción del acero estructural disminuirán los costos en caso de ser masivo.

## **MARCO TEÓRICO**

El primer uso del acero como material estructural fue la construcción del puente Coalbrookdale en Inglaterra, este evento hizo que cambiara el rumbo de la Revolución Industrial [1].

Después de la construcción del puente Coalbrookdale, se siguieron construyendo puentes de hierro fundido, para luego ser reemplazado por el hierro dulce por ser más maleable. En un principio las diferentes laminadoras en Estados Unidos publicaban sus catálogos con los perfiles que producían y posteriormente en 1896 la AISI empezó con el proceso de estandarización. Actualmente la mayoría de los perfiles de acero se encuentran estandarizados.

En el Perú se han realizado obras diseñadas en acero estructural como los centros comerciales, supermercados, grandes almacenes, colegios, etc. Sin embargo, el diseño en acero todavía no se ha aplicado a viviendas multifamiliares, no existiendo en la actualidad viviendas construidas con este material.

## VARIABLES DEL ESTUDIO

- **Estudio de suelos:** la ubicación de la estructura determinará el tipo de cimentación. Si esta fuera de un suelo con poca capacidad portante la cimentación sería más costosa que una con una capacidad portante mayor. Ver Anexo 1.
- **Materiales:** el diseño en concreto es diferente del diseño en acero, debido a que se emplean normas diferentes para cada caso en particular.
- **Costos de los materiales:** cada material tiene un costo determinado, de acuerdo a la cantidad de cada uno a emplear. Esto influirá en el análisis de costos de ambas estructuras.
- **Tiempo:** cada actividad tiene un tiempo mínimo para poder comenzar otra, este tiempo implica un costo por día.

### 2.1 Descripción de la tesis

La tesis consiste en el estudio de la factibilidad del diseño en estructuras metálicas de viviendas multifamiliares, para ello se realizará el diseño estructural en concreto y acero de un edificio

multifamiliar, el cual consta de 4 pisos típicos, con un área de 99.72m<sup>2</sup> por piso.

La tesis cuenta con tres partes:

1. Diseño en concreto del edificio multifamiliar:
  - Estructuración
  - Desarrollo del diseño de los elementos estructurales (aligerado, vigas, columnas, placas, cimentación).
  
2. Diseño en acero del mismo edificio multifamiliar:
  - Estructuración con perfiles de acero disponibles en el mercado
  - Desarrollo del diseño de estos (vigas, columnas, arriostres, losa colaborante, placas, pedestales y zapatas).
  
3. Comparación y análisis de los costos en estructuras que estos dos diseños generan y respondiendo al tema de investigación propuesto.
  
- 4.

## **2.1 Estructuración**

La estructuración es la parte más importante del diseño, a pesar de que la arquitectura determina mucho la ubicación de los elementos estructurales, se debe de cumplir con las necesidades mínimas de resistencia, rigidez y regularidad.

Para la estructuración de ambos diseño se consideran los siguientes puntos:

- La orientación del aligerado
- Simplicidad
- Simetría
- Optimización

La ubicación, dimensión y forma de los elementos estructurales se predeterminaron de acuerdo a la norma E 060 del RNE [2].

En la figura 1 se muestra la planta de arquitectura y la planta de estructuración basándose en los criterios mencionados.



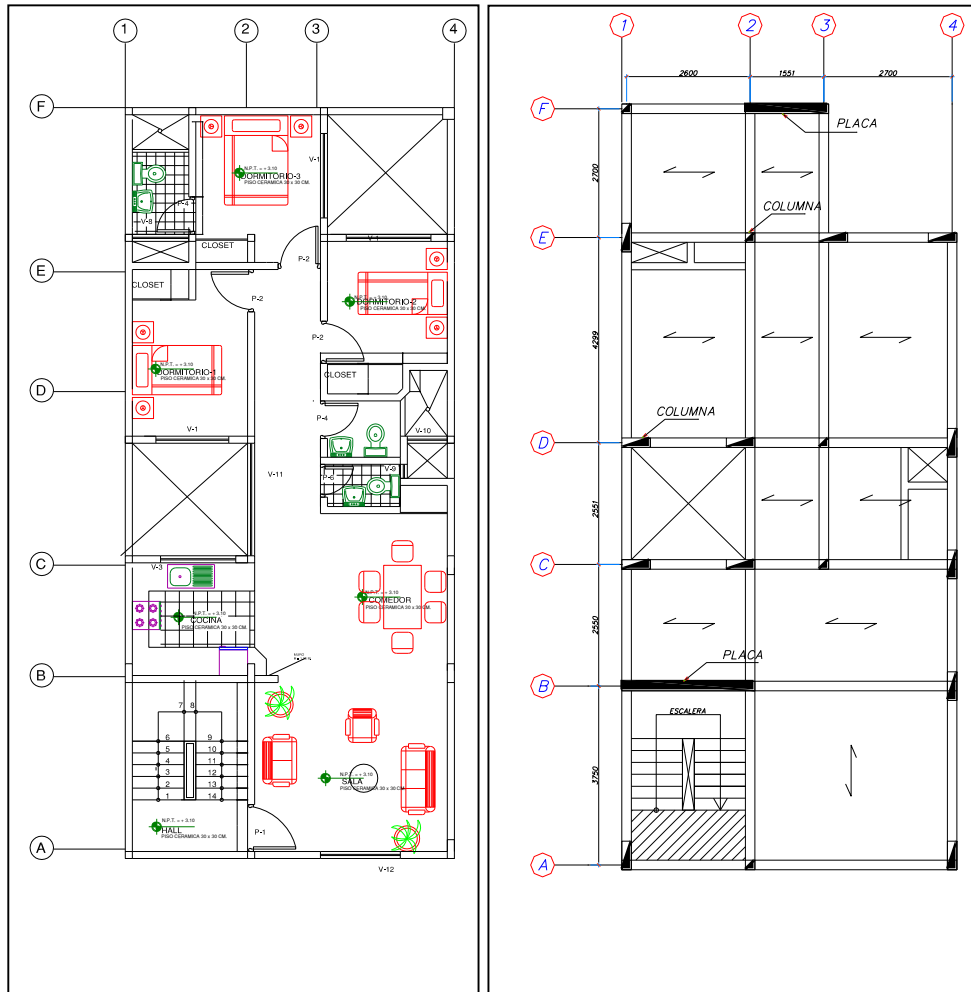


Figura 1 Planta de arquitectura y estructuras.

## 2.1 Cargas de diseño

La Norma E 020 del RNE (Reglamento Nacional de Edificaciones) [3] señala las cargas a considerar en el diseño.

Las cargas aplicadas en la estructura para el diseño de los elementos estructurales son los siguientes:

- Carga muerta: peso de los elementos estructurales.
- Carga Viva: peso de la sobrecarga estimada para la estructura.
- Carga de Sismo: fuerza calculada según la Norma E 030 del RNE [4], la cual depende de la ubicación, utilidad, tipo de suelo, configuración estructural.
- Carga de Viento (\*): fuerza calculada según la Norma E 020 del RNE [idib pág. 14], depende de la ubicación y de la forma de la edificación.

(\*) Para el caso de diseño en acero.

Se señalará los cálculos de las cargas en los respectivos diseños.

## 2.1 Materiales

Los materiales están señalados en cada capítulo de la tesis.

En la primera parte se emplea al concreto como material principal, mientras que en la segunda parte del presente trabajo es el acero estructural el material principal.

### Concreto

Usado en la mayoría de viviendas multifamiliares en el Perú, el concreto es la mezcla de piedra chancada, arena, cemento, agua y en algunos casos de aditivos.

En la figura 2 se muestra un edificio de viviendas multifamiliares de concreto armado.



Figura 2 Edificio de Concreto Armado

## Acero Estructural

Es usado mayormente en la construcción de centros comerciales debido a su alta resistencia, poco peso y reducción del tiempo de construcción.

El acero es una combinación de hierro y pequeñas cantidades de carbono.

En la figura 3 se muestra un edificio de acero estructural de aulas universitarias.

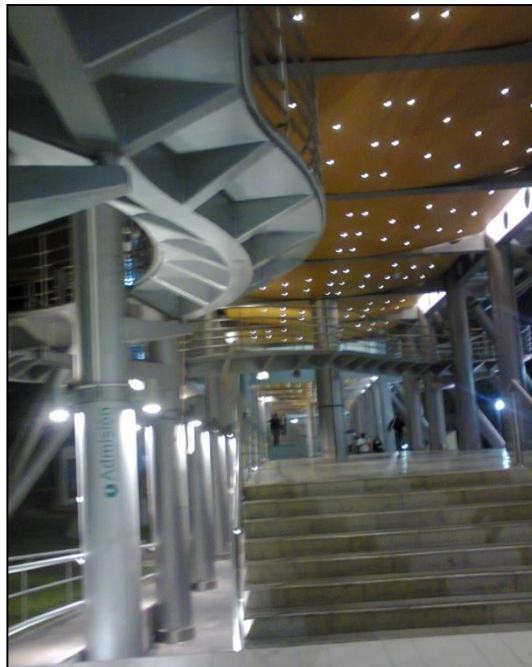


Figura 3 Edificio de acero estructural

# CAPITULO 2

## DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO

### 2.1 Introducción

Como se mencionó en la primera parte, el diseño en concreto armado consistirá en la estructuración del edificio, el análisis y diseño del mismo.

El diseño en concreto es el más utilizado en el diseño de los edificios multifamiliares.

#### Estructuración

En la figura 4 se observa la vista en planta de un piso típico en concreto, donde se señala las columnas, placas, dirección del aligerado, vigas y escalera.

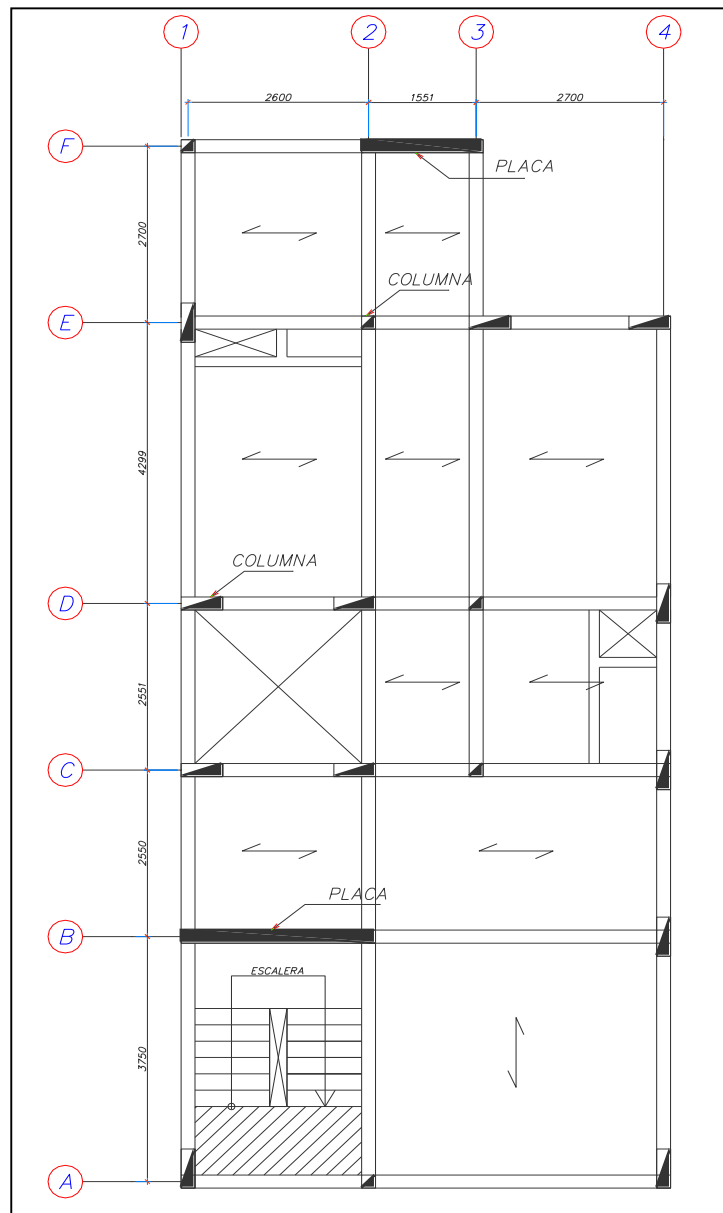


Figura 4 Vista en planta del piso típico

La estructuración del edificio consta de cuatro ejes en la dirección “x”, donde la configuración estructural es de pórticos, y seis ejes en la dirección “y”, donde la configuración estructural es dual.

## Cargas

Las cargas que intervienen en el diseño del edificio son:

### Carga Muerta

Peso aligerado	:	300	kg/m <sup>2</sup>
Piso terminado	:	100	kg/m <sup>2</sup>
Tabiquería	:	150	kg/m <sup>2</sup>

### Carga Viva

Sobrecarga	:	200	kg/m <sup>2</sup>
------------	---	-----	-------------------

### Características del material

Resistencia del concreto:  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Elasticidad:  $E = 217370.65 \text{ kg/cm}^2$

Resistencia del acero de refuerzo:  $fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$

## 2.2 Análisis sísmico

El análisis sísmico se basó en la norma E 030 del RNE [3].

En las tablas 1 y 2 verifican la irregularidad del edificio.

### Verificación de la Configuración estructural

Irregularidad estructural en altura	Presenta:
Piso blando	No
Irregularidad de Masa	No
Irregularidad Geometría vertical	No
Discontinuidad Sistema Resistente	No

Tabla 1 Irregularidad en altura

Irregularidad estructural en planta	Presenta:
Irregularidad torsional	No
Esquinas entrantes	Sí
Discontinuidad diafragma	No

Tabla 2 Irregularidad en planta



## Carga de Sismo

La tabla 3 muestra los parámetros sísmicos.

Parámetros	Símbolo	Valor
Zonificación	Z	0.4
Condición Geotécnica	S	1
Factor de Amplificación sísmica	C	2.5
Categoría de la edificación	U	1
Coeficiente de Reducción	Rx	4.5
	Ry	5.25

Tabla 3 Parámetros sísmicos

Sismo en X

Se calcula en cortante sísmico en la dirección X con la ecuación 1:

$$V_x = \frac{ZUCS}{R_x} P \quad \dots(1)$$

$$V_x = (0.4 \times 1 \times 2.5 \times 1 / 4.5) \times 300.48$$

$$V_x = 65.33t$$

En la tabla 4 se muestra el cálculo del cortante por pisos. En la figura 5 la representación del cortante por pisos:

PISO	h	hi	Peso	Pxhi	Fi	Corte
4	2.6	10.4	75.12	781.25	26.71	26.71
3	2.6	7.8	75.12	585.94	20.03	46.74
2	2.6	5.2	75.12	390.62	13.35	60.09
1	2.6	2.6	75.12	195.31	6.68	66.77
				1953.12		

Tabla 4 Distribución del cortante en X

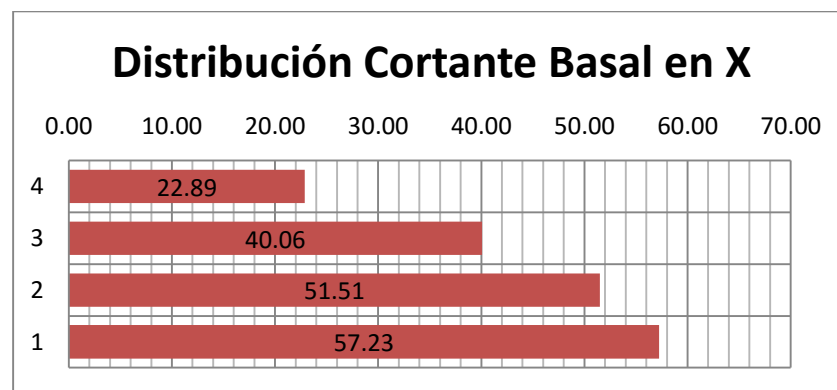


Figura 5 Distribución del cortante basal en la dirección X

Sismo en Y

Con la misma ecuación 1 se calcula en cortante pero en la dirección Y:

$$V_y = \frac{ZUCS}{R_y} P \quad \dots(1)$$

$$V_y = (0.4 \times 1 \times 2.5 \times 1 / 5.25) \times 300.48$$

$$V_y = 57.23t$$

En la tabla 5 se muestra el cálculo del cortante por pisos. En la figura 6 se representa la distribución del cortante por pisos.

<b>PISO</b>	<b>h</b>	<b>hi</b>	<b>Peso</b>	<b>Pxhi</b>	<b>Fi</b>	<b>Corte</b>
<b>4</b>	2.6	10.4	75.12	781.25	22.89	22.89
<b>3</b>	2.6	7.8	75.12	585.94	17.17	40.06
<b>2</b>	2.6	5.2	75.12	390.62	11.45	51.51
<b>1</b>	2.6	2.6	75.12	195.31	5.72	57.23
				1953.12		

Tabla 5 Distribución del cortante en Y

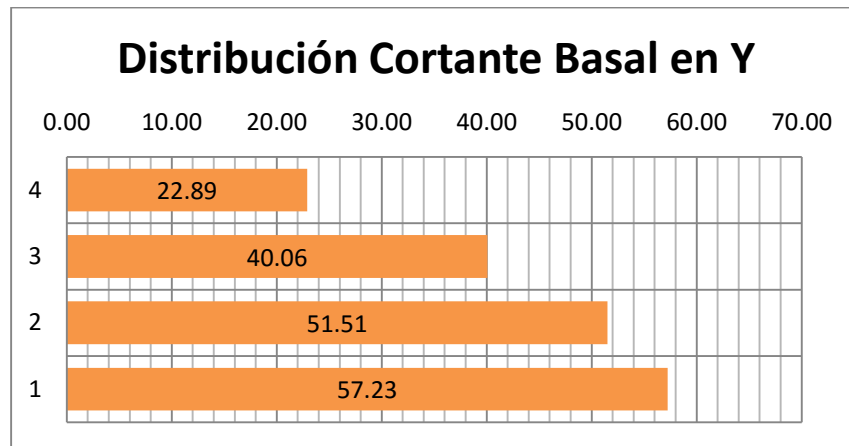


Figura 6 Distribución del Cortante basal en la dirección Y

### Análisis Espectral

La aceleración espectral está determinada por la ecuación 2:

$$S_a = (ZUCS/R) g \quad \dots(2)$$

Donde el factor de reducción en la dirección X es 4.50 y en la dirección Y es 5.25, entonces obtenemos que:

$$S_{a x} = (0.4 \cdot 1 \cdot 0.563 \cdot 1 / 4.50) \cdot 9.81 = 0.491$$

$$S_{a y} = (0.4 \cdot 1 \cdot 0.656 \cdot 1 / 5.25) \cdot 9.81 = 0.490$$

Rx		Ry	
T	C	T	C
0	2.500	0	2.500
0.2	2.500	0.2	2.500
0.4	2.500	0.4	2.500
0.6	2.500	0.6	2.500
0.8	2.500	0.8	2.500
1.0	2.500	1.0	2.500
1.2	2.500	1.2	2.500
1.4	2.500	1.4	2.500
1.6	2.500	1.6	2.500
1.8	2.500	1.8	2.500
2.0	2.500	2.0	2.500

Tabla 6 Espectros de diseño

Con los datos de la tabla 6, se grafican los puntos y se obtienen los espectros de diseño en la dirección X e Y, como se muestra en la figura 7 y 8.

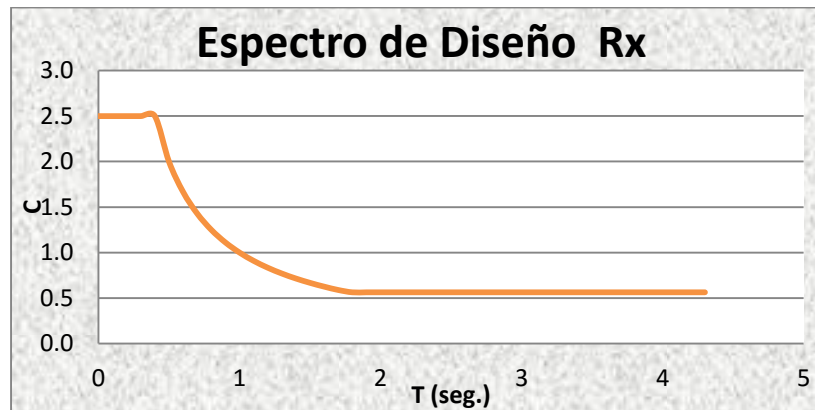


Figura 7 Espectro de diseño en la dirección X

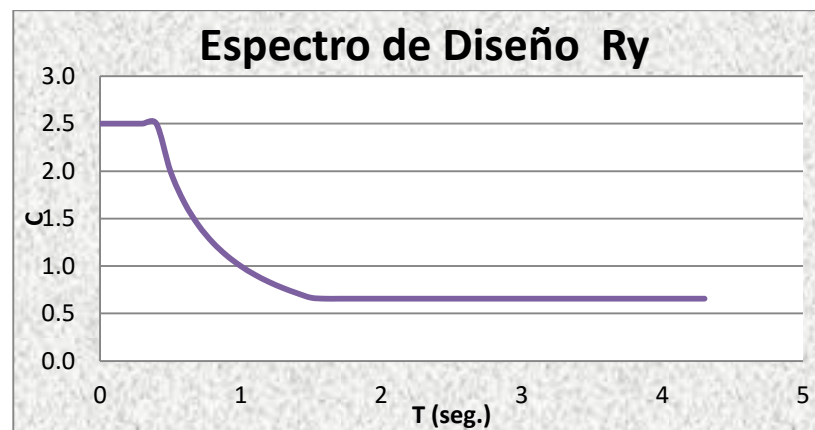


Figura 8 Espectro de diseño en la dirección Y

Se empleó el programa de computación ETABS para el cálculo de los desplazamientos y la distorsión existente en cada piso. En la figura 9 se muestra la vista en 3D del edificio modelado en el ETABS.

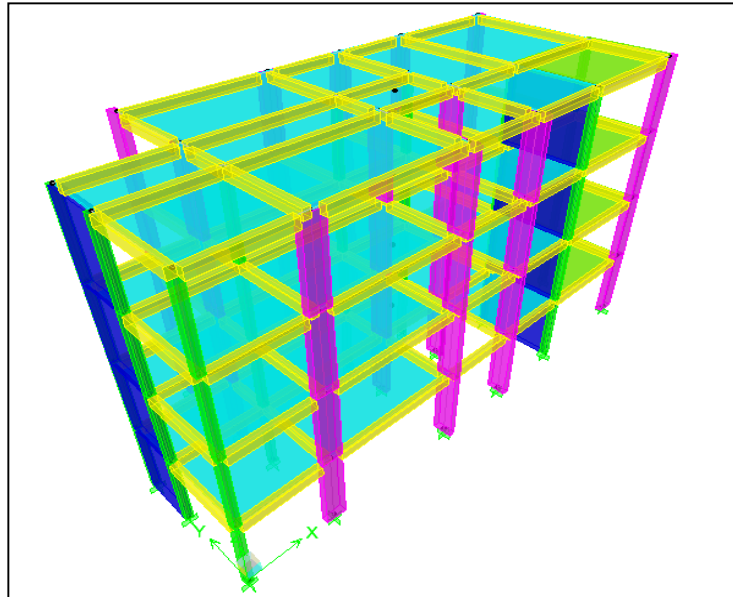


Figura 9 Modelo 3D del edificio en el ETABS.

Las cargas aplicadas a la estructura son las siguientes:

Carga muerta = Peso losa aligerada + Peso de piso terminado +  
Tabiquería

Carga muerta = 500 kg/m<sup>2</sup>

Carga viva = Sobrecarga = 200 kg/m<sup>2</sup>

Carga viva = 200 kg/m<sup>2</sup>

La figura 10 es una vista en planta donde se muestra la carga muerta y carga viva aplicada al modelo, respectivamente.

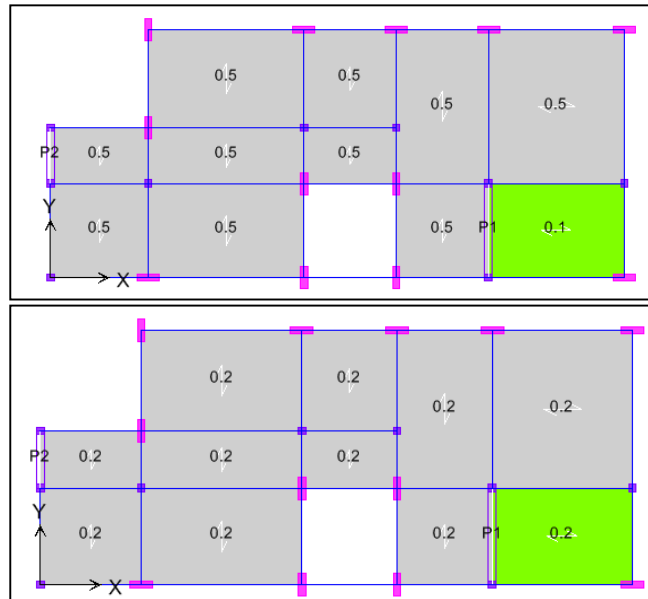


Figura 10 Carga muerta y carga viva aplicada

### Carga de sismo

En la figura 11 se muestra la carga de sismo en X y en Y aplicada al modelo.

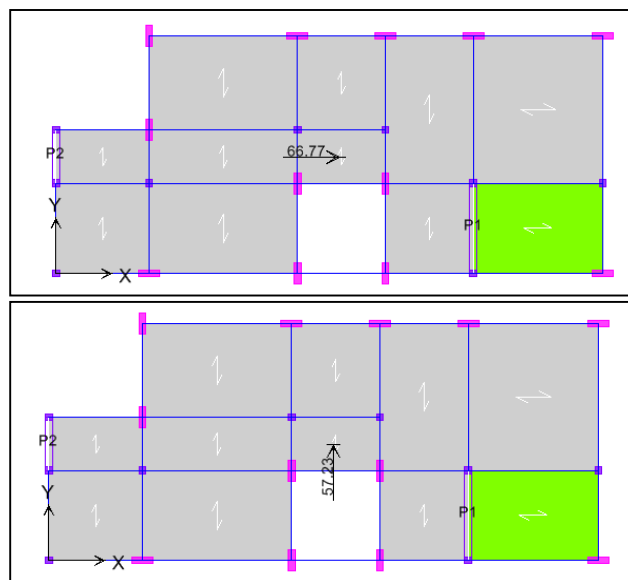


Figura 11 Carga de sismo en X y en Y aplicada al modelo



## Desplazamientos

Del análisis del modelo en el ETABS, se obtienen los siguientes datos de desplazamiento y distorsión, asimismo se verificó, con la norma E 030 del RNE [4], que el desplazamiento relativo entre piso sea menor que 0.007.

<b>PISO</b>	<b>Desplazamiento</b>	
	<b>X (cm)</b>	<b>Y (cm)</b>
<b>PISO 4</b>	5.11	2.72
<b>PISO 3</b>	4.14	1.85
<b>PISO 2</b>	2.70	1.01
<b>PISO 1</b>	1.04	0.33

Tabla 7 Desplazamientos en la dirección X e Y.

La tabla 7 muestra los desplazamientos en ambas direcciones por piso. La tabla 8, las distorsión de los pisos en ambas direcciones X e Y, son menores que el valor dado por la norma.

<b>PISO</b>	<b>Distorsión</b>	<b>Verificación</b>	<b>Distorsión</b>	<b>Verificación</b>
	<b>X (cm)</b>	<b>&lt; 0.007</b>	<b>Y (cm)</b>	<b>&lt; 0.007</b>
<b>PISO 4</b>	0.0039	Ok	0.0034	Ok
<b>PISO 3</b>	0.0056	Ok	0.0033	Ok
<b>PISO 2</b>	0.0064	Ok	0.0026	Ok
<b>PISO 1</b>	0.004	Ok	0.0013	Ok

Tabla 8 Distorsión en la dirección X e Y.

## 2.3 Diseño de losa aligerada

Las losas aligeradas son muy utilizadas en el diseño de viviendas multifamiliares, para el predimensionamiento de la losa aligerada se buscó que las luces donde estuviera apoyado sean pequeñas.

El diseño de la losa aligerada verificó los siguientes puntos:

- a) Flexión
- b) Corte
- c) Deflexiones

Para el presente proyecto se utilizó una losa aligerada de 20cm, como se presenta en la figura 12.

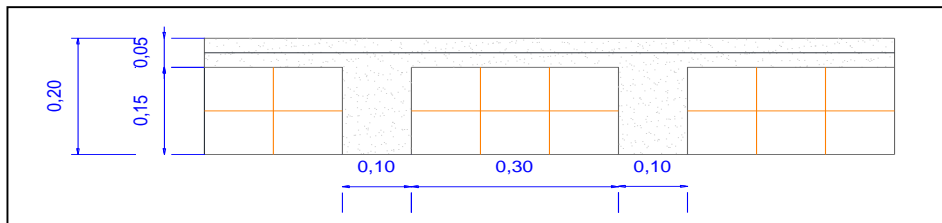


Figura 12 Detalle losa aligerada

Se identificaron los tipos y la dirección de las viguetas del aligerado se muestran en la figura 13.

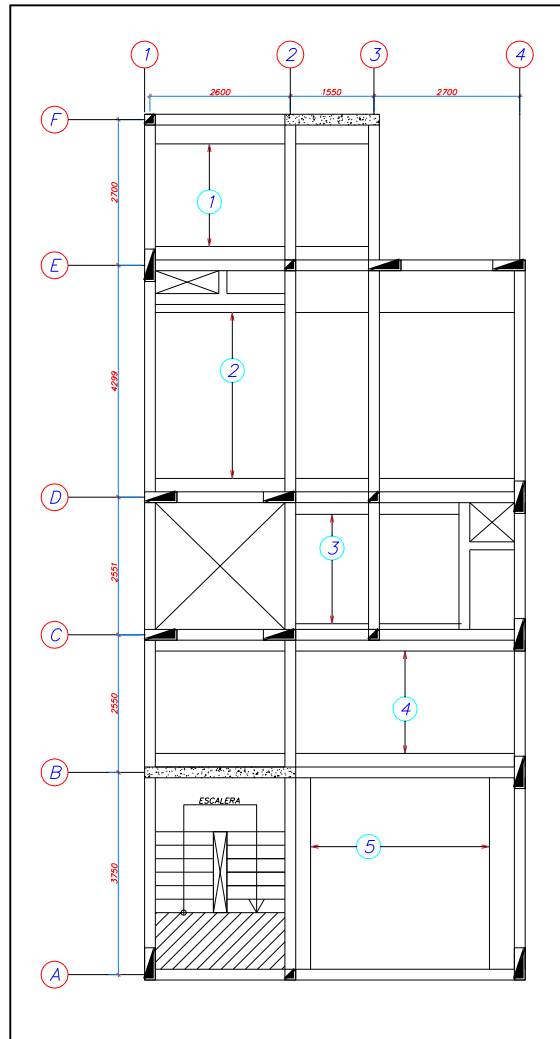


Figura 13 Vista en planta- Orientación de techos

Cargas:

Peso aligerado= 300kg/m<sup>2</sup>

Sobrecarga = 200kg/m<sup>2</sup>

Cargas distribuidas:

$$\omega_d = 0.35 \cdot 0.4 = 0.14 \text{ t/m}$$

$$\omega_l = 0.25 \cdot 0.4 = 0.10 \text{ t/m}$$

## Análisis Estructural

Para el análisis de las cargas se considera lo mencionado en el ACI 318S-08 Artículo 8.11 [7] sobre la carga alternada, como se muestra en la figura 14.

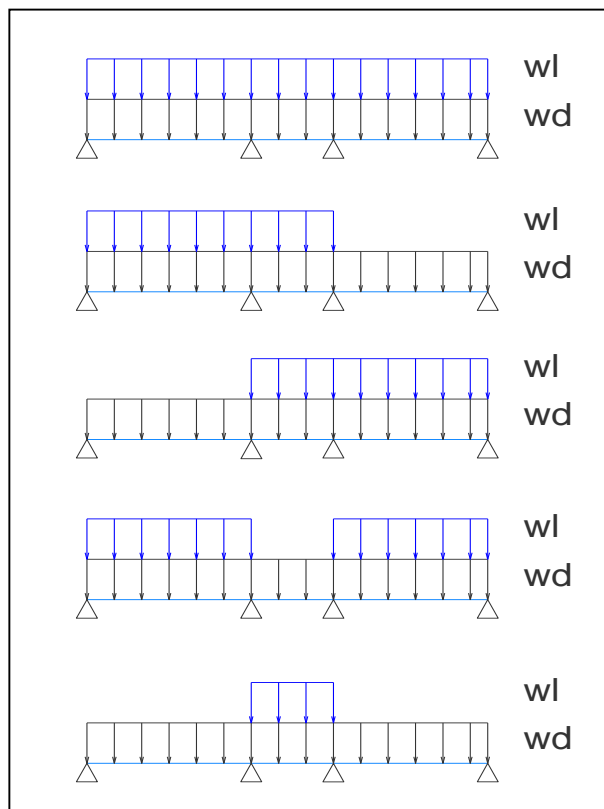


Figura 14 Alternancia de cargas

Se calculan los diagramas de fuerzas para las fuerzas aplicadas a la viga.

Las figuras 15 y 16 muestran los momentos y cortantes obtenidos luego del análisis de cargas en la viga.

### Diagrama de momento flector

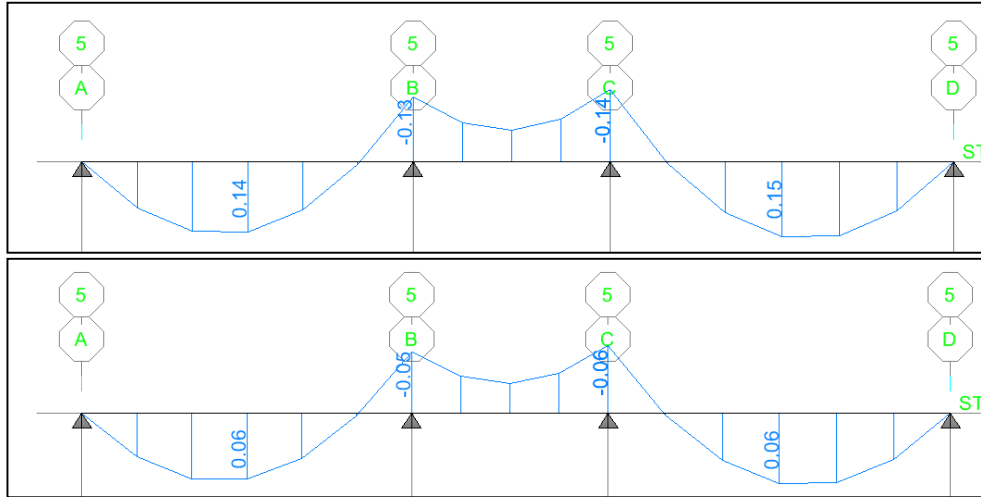


Figura 15 Momento flector debido a carga muerta (arriba), y a carga viva (abajo).

### Diagrama de fuerza cortante

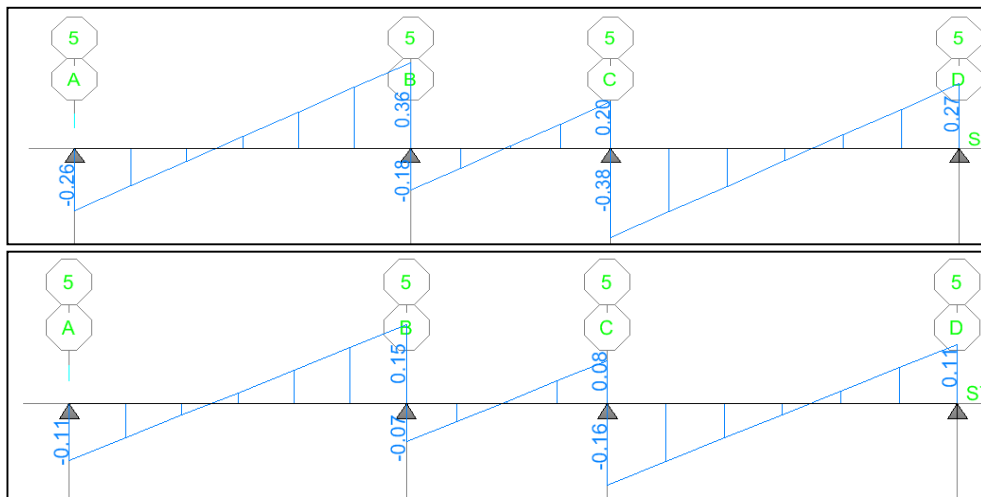


Figura 16 Fuerza cortante debido a carga muerta (arriba), y a carga viva (abajo)

## Diseño por Flexión

Datos de la sección:

$$H = 0.20\text{m} \quad h_f = 0.05\text{m}$$

$$B = 0.40\text{m} \quad b_w = 0.10\text{m}$$

Combinación de carga: La ecuación 3 muestra la combinación de carga muerta y carga viva con la que se diseñará el aligerado:

$$\text{Comb} = 1.4 D + 1.7 L \quad \dots(3)$$

$$W_u = 0.366 \text{ t/m}^2$$

Tomando de referencia el tipo 2 del aligerado se obtienen los diagramas de momento flector y fuerza cortante, representados en la figura 17.

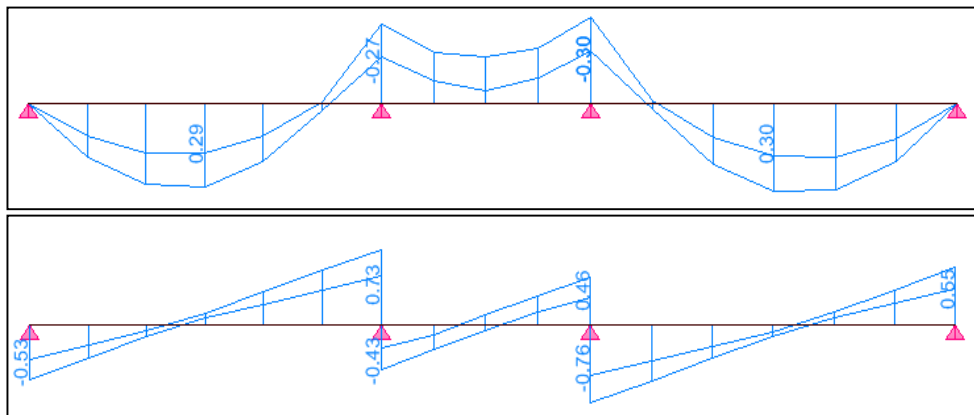


Figura 17 Diagrama momento flector (arriba), Diagrama de fuerza cortante (abajo)

Del diagrama de momentos flectores se obtiene el área de acero requerida:

$$M_u = +0.29, \text{ entonces el } A_s = 0.49\text{cm}^2$$

$$M_u = +0.30, \text{ entonces el } A_s = 0.50\text{cm}^2$$

### Diseño por Corte

Del diagrama de fuerzas cortantes, se verifica que los cortantes a la cara de los apoyos no superen el cortante del concreto (ver ecuación 4):

$$V_c = 0.53 \times \Phi_c \times \sqrt{f'_c} \times d \times b \quad \dots (4)$$

$$V_c = 1.142 \text{ t}$$

$$V_u \text{ max} = 0.73 \text{ t}$$

Entonces  $V_c > V_u$ , no es necesario utilizar ensanches en el aligerado.

### Deflexiones

Se toma de ejemplo el aligerado tipo 5 (ver figura 13) ya que es simplemente apoyado con una longitud de 3.75m

Límite de la deflexión

$$L/240 = 375/240 = 1.56 \text{ cm}$$

Verificación de deflexiones:

Centro de gravedad = 16.25cm

Inercia bruta =  $2.271 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

Momento flector crítico = 0.405 t-m

Inercia Agrietada

$$n = E_s / E_c = 9.20$$

$$[bc + nAs + (n - 1)A's] * c = bc \left(\frac{c}{2}\right) + nAs d + (n - 1)A's d' \quad \dots(5)$$

$$c = 3.51 \text{ cm.}$$

La inercia agrietada está dada por la ecuación 6:

$$I_{cr} = \frac{Bc^3}{3} + nAs(d - c)^2 + (n - 1)A's(c - d')^2 \quad \dots(6)$$

$$I_{cr} = 3.892 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

La inercia equivalente está dada en la ecuación 7:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 * I_g + \left(1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right) * I_{cr} \quad \dots(7)$$

Para deflexiones por carga muerta y carga viva:

$$W_{d+l} = 0.300 \text{ t/m}$$

$$M_{d+l} = 0.677 \text{ t.m (momento positivo)}$$

$$I_{e+} = 3.89 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

Deflexión debido a carga muerta y carga viva se calcula mediante la ecuación 8:



$$\Delta = \frac{5 \cdot w \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_e} \quad \dots (8)$$

$$\Delta = 0.91 \text{ cm}$$

## 2.4 Diseño de vigas

Las vigas son elementos estructurales que se encuentran sometidos a flexión y corte, estas reciben la carga de la losa y la transmiten a la columna. Para el diseño de las vigas se verifican los siguientes puntos.

- a) Flexión
- b) Corte
- c) Deflexión

Se toma de referencia el eje 2. La parte achurada que se muestra en la figura 18 hace referencia al ancho tributario de las vigas del eje 2.

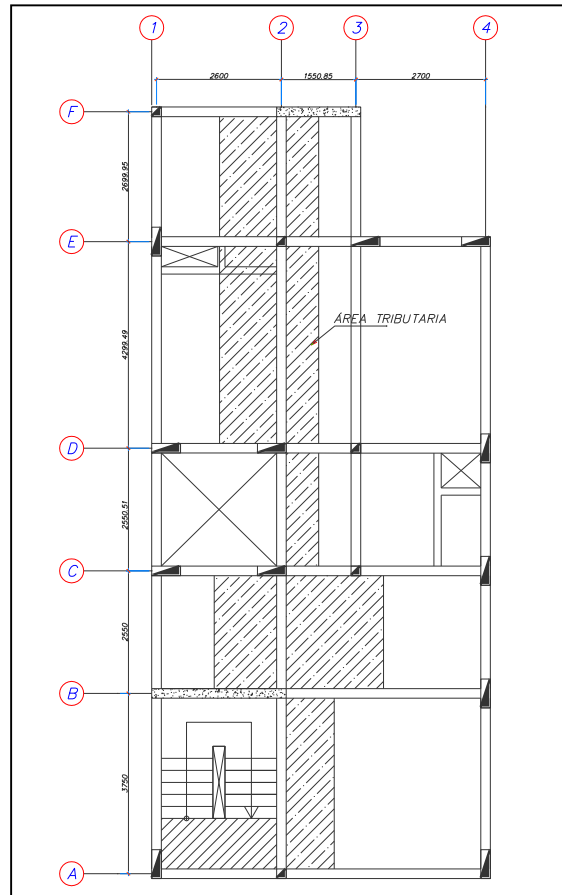


Figura 18 Ancho tributario de la viga del eje 2

### Análisis Estructural

Las cargas aplicadas a la viga dependen de su ancho tributario.

$$Wd = 0.300 * \text{Ancho tributario}$$

$$Wi = 0.200 * \text{Ancho tributario}$$

Las figuras 19 y 20 muestran las elevaciones de los pórticos del edificio.

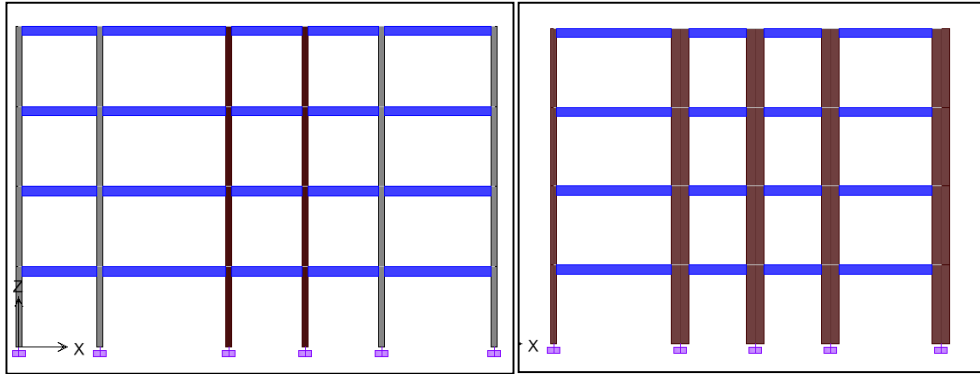


Figura 19 Elevación del pórtico 2 y 4 respectivamente

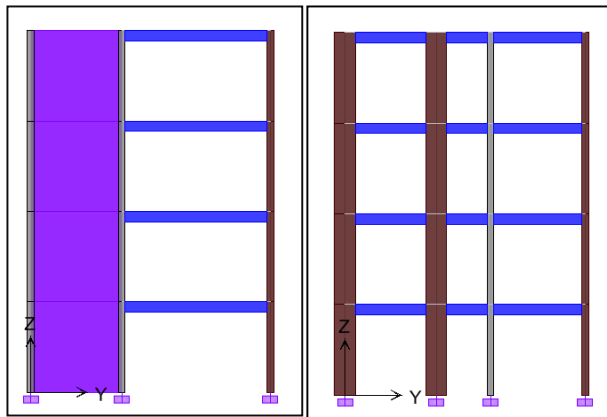


Figura 20 Elevación del pórtico B y D respectivamente

Se calculan los diagramas de fuerzas para las fuerzas aplicadas a la viga.

### Diagrama de momento flector

Las figuras 21 y 22 muestran los momentos flectores de la viga del eje 2.

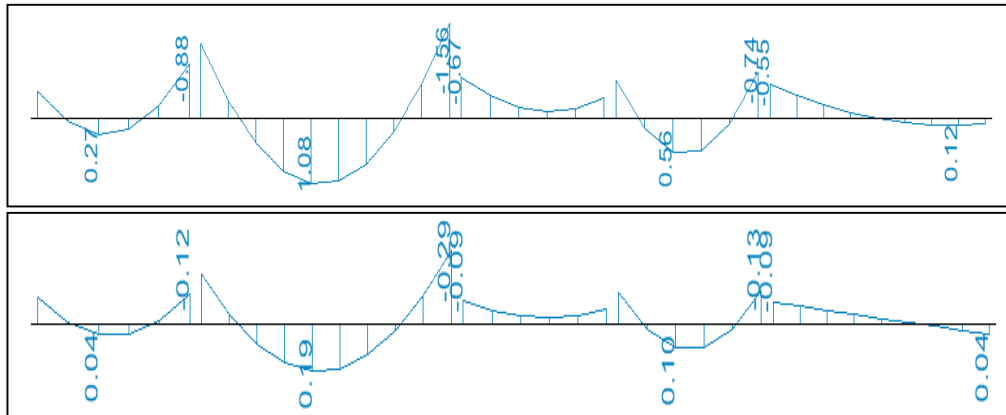


Figura 21 Diagrama de momento flector debido a carga muerta (arriba) y a carga viva (abajo)

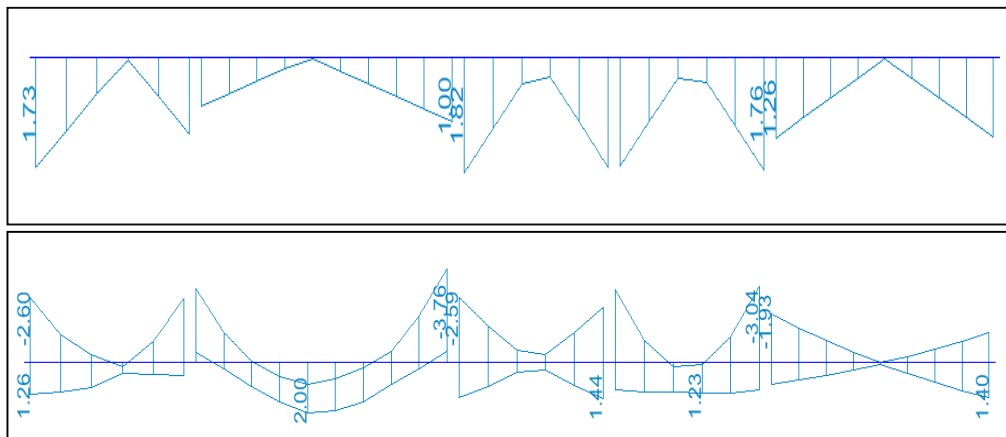


Figura 22 Diagrama de momento flector debido a carga de sismo (arriba)  
Diagrama de momento flector Envolvente (abajo)

## Diagrama de fuerza cortante

Las figuras 23 y 24 muestran los diagramas de fuerza cortante de las vigas del eje 2.

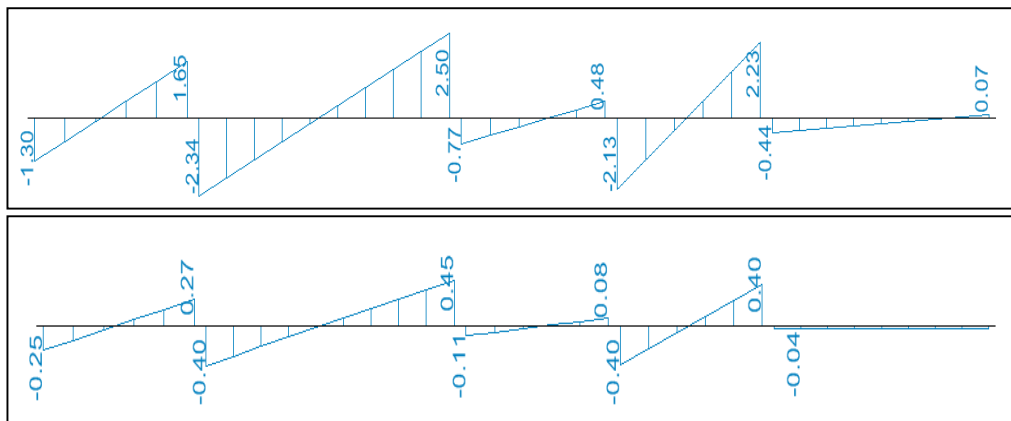


Figura 23 Diagrama de fuerza cortante debido a carga muerta (arriba) Diagrama de fuerza cortante debido a carga viva (abajo)

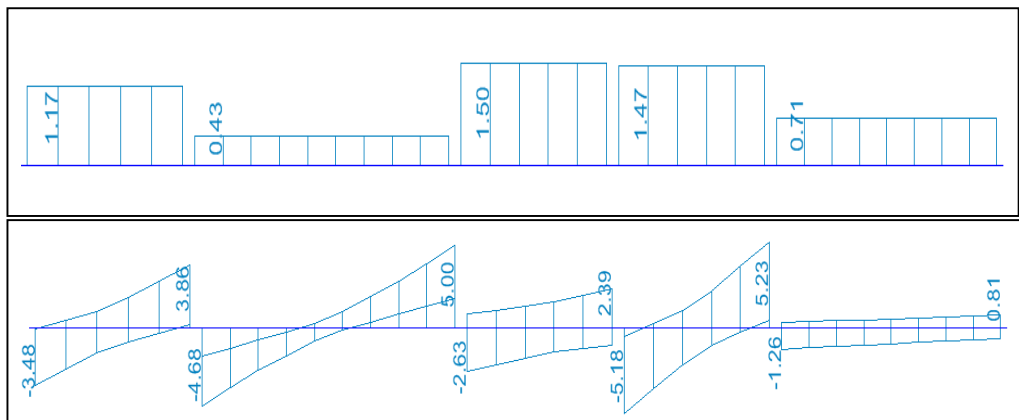


Figura 24 Diagrama de fuerza cortante debido a carga de sismo (arriba) Diagrama de fuerza cortante Envolvente (abajo)

## Diseño por Flexión

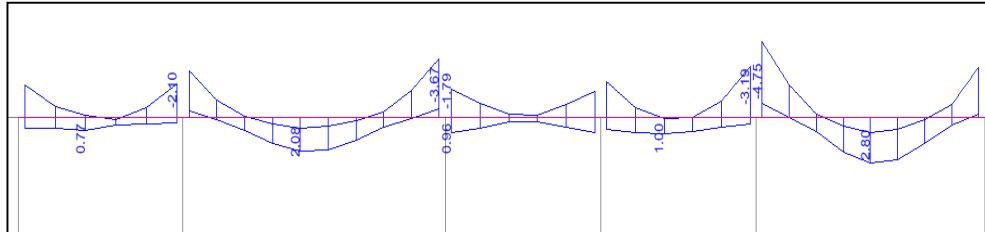


Figura 25 Diagrama de momento flector eje 2

La figura 25 muestra el diagrama de momento flector de donde se obtienen las áreas de acero requeridas en cada tramo de la viga; siendo el área de acero mínima (ver ecuación 9):

$$A_s \min = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} b w d \quad \dots(9)$$

$$A_s \min = 1.09\text{cm}^2$$

Se colocará 2  $\Phi$  5/8" (3.96cm<sup>2</sup>)

## Diseño por Corte

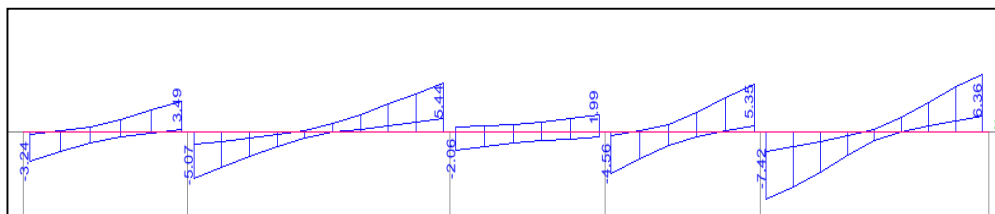


Figura 26 Diagrama de fuerza cortante eje 2

La figura 26 muestra el diagrama de fuerza cortante de donde se obtiene la cantidad de estribos que se colocarán en las vigas.

### Deflexión

Para el cálculo de deflexiones en las vigas, se utiliza el diagrama de momentos flectores de carga muerta y carga viva del eje 2, como se muestra en la figura 27.

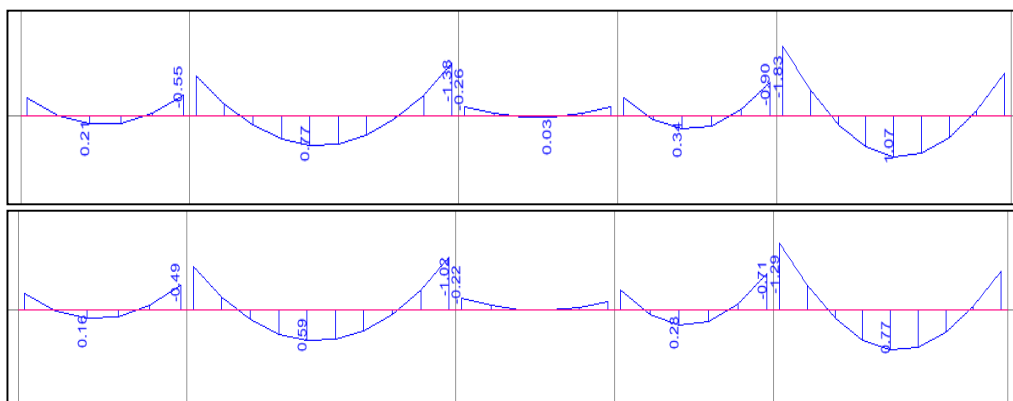


Figura 27 Momento flector por carga muerta (arriba) y carga viva (abajo)

Datos del material:

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$Es = 2.00 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$Ec = 217371 \text{ kg/cm}^2$$

$$fr = 28.98 \text{ kg/cm}^2$$

Se calcula la deflexión para la viga más larga; de esta obtenemos los datos de momentos de carga muerta y viva en los extremos y en el centro de la viga. En la tabla 9 se muestran los momentos en los extremos y en el centro de la viga.

	Mi	Mc	Md
Momento carga muerta (t-m)	1.38	0.77	1.38
Momento carga viva (t-m)	1.02	0.59	1.02

Tabla 9 Momentos en los extremos y centro de la viga

Se obtienen las áreas de acero colocadas en los extremos superior e inferior y en el centro de la viga como se muestra en la tabla 10.

		Mi	Mc	Md
As-	cm <sup>2</sup>	7.92	3.96	7.92
As+	cm <sup>2</sup>	3.96	5.94	3.96
c	cm	9.24	9.24	9.24
Icr	cm <sup>4</sup>	21858.14	21858.14	21858.14
Mcr	kg-cm	86948.26	86948.26	86948.26
Ief	cm <sup>4</sup>	23629.03	25872.74	22656.42
Ief total	cm <sup>4</sup>	24507.73		

Tabla 10 Área de acero e Inercia efectiva

#### Deflexiones Instantáneas

$$C_m = 0.370 \text{ cm}$$

$$C_v = 0.119 \text{ cm}$$

#### Deflexiones Diferidas

$$\Delta t = 0.490 \text{ cm}$$

$$\lambda \Delta t = 0.588 ; \text{ Siendo } \lambda = 1.2$$



Deflexión total = 0.73cm

Contraflecha = 7.00 mm

## 2.5 Diseño de columnas

Las columnas son elementos estructurales sometidos a carga axial y momentos flectores, éstas se encargan de transmitir las cargas a la cimentación.

Para el diseño de las columnas se consideran los siguientes puntos:

- a) Flexo-compresión
- b) Corte
- c) Confinamiento

### Diseño por Flexo-compresión

Se verificará la ecuación 10 para determinar el factor de reducción de resistencia en la columna:

$$P_u > 0.1 f'_c A_g \quad \dots(10)$$

La columna ubicada en el eje E1 será analizada por flexo-compresión.

Datos de la columna

B= 20cm

H= 20cm

$$A_g = 400\text{cm}^2$$

$$\text{Recubrimiento} = 4\text{cm}$$

$$A_{s1} = 3.18\text{cm}^2$$

$$A_{s2} = 3.18\text{cm}^2$$

Las cargas axiales y los momentos que se generan en la columna son los que se presentan en la tabla 11.

Combinación	Carga Axial (t)	Momento (t.m)
Comb1: 1.4D+1.7L	25.71	0.34
Comb2: 1.25(D+L)+Sx	22.74	1.36
Comb3: 1.25(D+L)+Sy	23.84	0.49
Comb4: 0.9D + Sx	11.47	1.18
Comb5: 0.9D + Sy	12.56	0.34

Tabla 11 Combinaciones de Concreto

Con los datos de las cargas axiales, verificamos que  $P_u$  es mayor que  $0.1f'_c A_g = 0.1 \cdot (210) \cdot (400) = 8.40 \text{ t}$ .

$$\text{Factor de reducción } (\phi) = 0.70$$

### Diagrama de interacción

El diagrama de interacción es un lugar geométrico donde deben de ubicarse los puntos dados por la carga axial y el momento [9].

Punto 1.- Se refiere a la compresión pura y esta dado por la ecuación 11.

$$\varphi P_n(\text{máx}) = 0.80 \varphi (0.85 f'_c (A_g + A_{st}) + A_s \cdot f_y) \quad \dots(11)$$

Donde:

$\Phi$  = Es el factor de reducción igual a 0.7

$A_g$  = Área bruta de la columna

$A_{st}$  = Área del acero de refuerzo

Según los datos de nuestra columna obtenemos que:

$$P_n = 0.85 \cdot 210 \cdot (400 + 6.36) + (6.36 \cdot 4200) = 96.98 \text{ t}$$

$$P_{nu} = 0.7 \cdot 96.98 = 67.88 \text{ t}$$

Punto 2.- Falla balanceada.

Punto 3.- Falla a Compresión

Punto 4.- Flexión Pura

Punto 5.- Falla a tracción

Luego de determinar los puntos del diagrama, se analiza la columna E1 (ver figura 28) y se obtiene el diagrama de interacción mostrado en la figura 29.

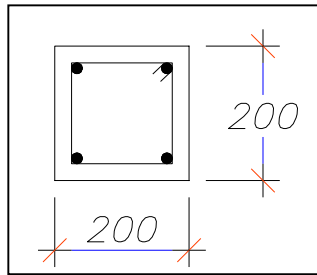


Figura 28 Detalle de Columna

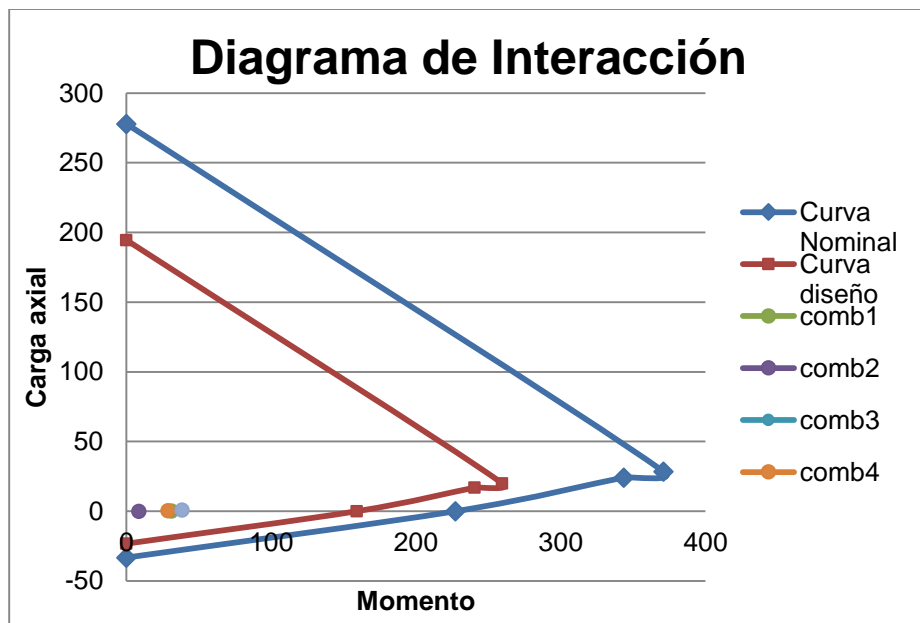


Figura 29 Diagrama de interacción de la columna E1

Diseño por corte

El diseño por resistencia al cortante se expresa en la ecuación 12, donde el cortante nominal es la suma del cortante del concreto y del acero (ver ecuación 13)

$$Vu = \phi Vn \quad \dots(12)$$

$$\Phi Vn = \Phi (Vc + Vs) \quad \dots(13)$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d(1 + 0.0071 N_u/A_g) \quad \dots(14)$$

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d/s \quad \dots(15)$$

Hallamos el Cortante del concreto

Datos:  $d = 14.26$     $N_u = 25.71$     $A_g = 400$

Empleando la ecuación 14, donde se obtiene:       $V_c = 2.19 \text{ t}$

Se calcula la Resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (ver ecuación 15).

$$V_s = 6.36 \cdot 4200 \cdot 14.26 / 10 = 38.09 \text{ t}$$

Entonces:       $\Phi V_n = 2.19 + 38.09 = 40.28 \text{ t}$

### Confinamiento

En el capítulo 21 de la norma de concreto armado [2] se dan los límites para la disposición de los estribos de la columna.

Para la zona de confinamiento.- El espaciamiento será el mínimo valor entre los siguientes puntos dados por la norma:

1. 8 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
2. La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento.
3. 100 mm

La zona de confinamiento tendrá un espaciamiento de 100 mm

Para la longitud de la zona de confinamiento, la norma considera tomar el mayor valor entre los siguientes puntos:

1. Una sexta parte de la luz libre del elemento.
2. La mayor dimensión de la sección transversal del elemento
3. 500 mm

La longitud de la zona de confinamiento será de 500 mm

Para la zona central de la columna se toma como máximo espaciamiento 300mm, según la E 060 del RNE [ibid pág. 170].

La zona central tendrá un espaciamiento de 250 mm.

La figura 30 muestra la elevación de la columna con la distribución de estribos calculada.

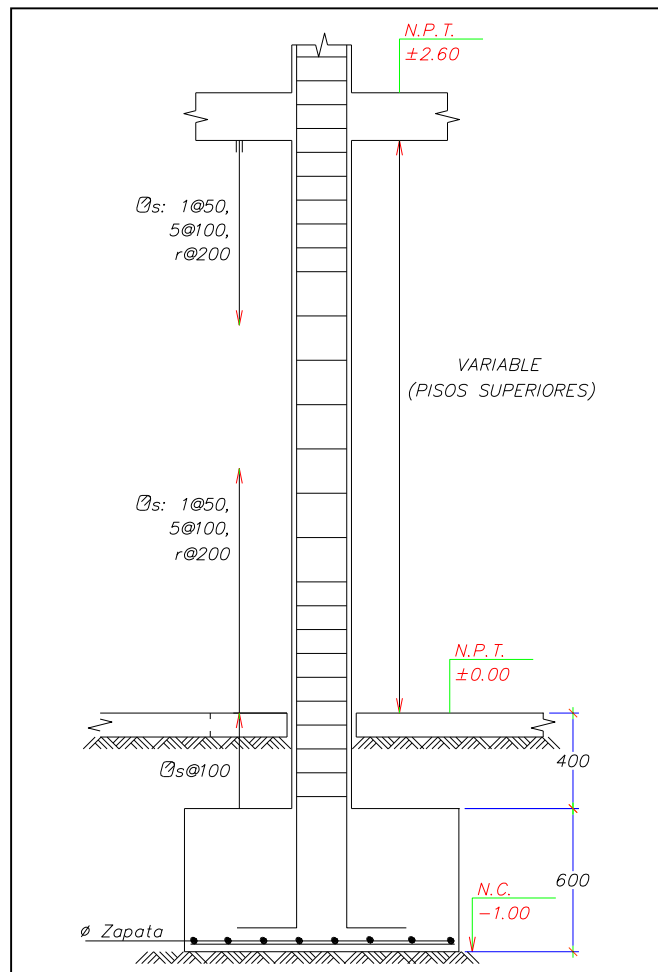


Figura 30 Elevación columna- Distribución de estribos

Diseño por flexocompresión biaxial

Este diseño se empleó para las columnas ubicadas en los extremos del edificio. Se toma de ejemplo la columna 4A

Se evalúa por flexocompresión biaxial las columnas de las esquinas del edificio, se analizó la columna ubicada en el eje 4A.

Sección = 20x60

$A_g = 1200 \text{ cm}^2$

$A_s = 15.84 \text{ cm}^2$

La carga máxima aplicada a la columna se expresa en la ecuación 16:

$$P_{on} = 0.85 * f'c * (A_g - A_{st}) - f_y * A_{st} \quad \dots( 16 )$$

$$P_{on} = 144.84 \text{ t}$$

Verificación de la ecuación  $P_u/\phi P_n \geq 0.1$

$$P_u = 25.52 \text{ t}$$

$$\phi P_{on} = 101.39 \text{ t}$$

$$P_u / \phi P_n = 25.52/101.39 = 0.25 \dots \text{Cumple con la ecuación}$$

Verificación de la flexión biaxial (ver ecuación 17)

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_{on}} \quad \dots( 17 )$$

Cálculo de  $P_{nx}$ :

$$e_x = M_{ux}/P_u = 0.093 \text{ m}$$

$$e_x/h = 0.14$$

$$\rho = 8 * 1.98 / (20 * 60) = 0.0132$$

Se empleó el diagrama de interacción para columnas 4L.3 [5] y se obtienen que:

$$P_{nx}/A_g = 118 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{nx} = 141.60 \text{ t}$$

Cálculo de  $P_{ny}$ :

$$e_y = M_{uy}/P_u = 0.33 \text{ m}$$



$$e_x/h = 1.65$$

$$\rho = 8 \cdot 1.98 / (20 \cdot 60) = 0.0132$$

Se empleó el diagrama de interacción para columnas 4L.3 y se obtienen que:

$$P_{ny}/A_g = 20 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{ny} = 24.00 \text{ t}$$

Se resuelve la ecuación 16, donde se obtiene que:

$$P_n = 23.90 \text{ t}$$

## 2.6 Diseño de placas

Las placas son elementos verticales las cuales toman gran parte del cortante en la base y restringen el desplazamiento.

Para el diseño de placas se verifican los siguientes puntos:

- a) Flexo-Compresión
- b) Corte
- c) Corte Fricción
- d) Confinamiento

### Diseño por flexo-compresión

Se toma de referencia la placa P-1 ubicada en el eje B.

En la figura 31 se muestra el diagrama de fuerza axial debido a carga muerta y viva para la placa 1.

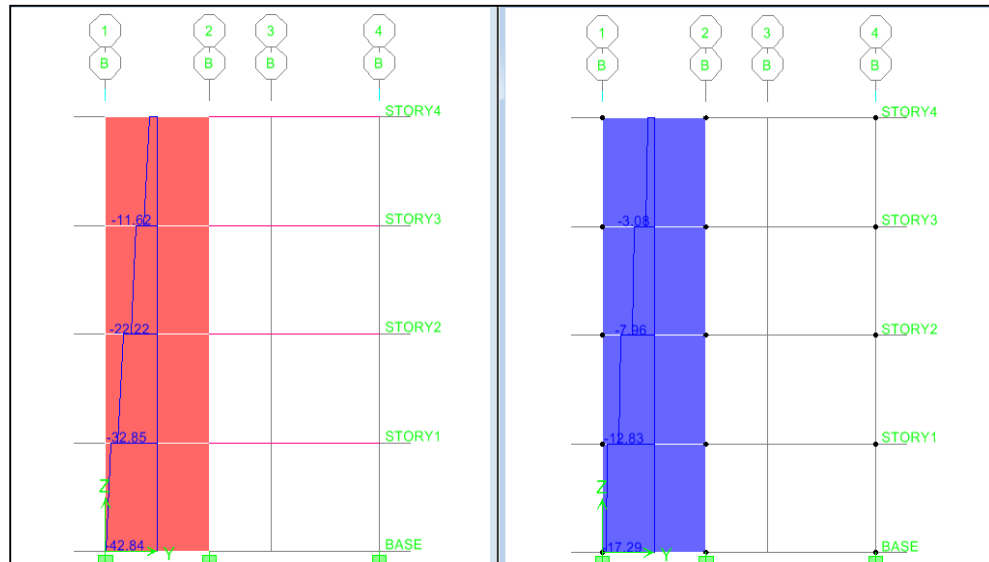


Figura 31 Fuerza axial debido a carga muerta y viva respectivamente

En la tabla 12 se muestran los datos de carga axial y momentos en cada piso para cada combinación de cargas

	CARGA AXIAL (t)				MOMENTO (t.m)			
	1° piso	2° piso	3° piso	4° piso	1° piso	2° piso	3° piso	4° piso
<b>Comb1</b>	89.37	67.79	44.65	21.5	27.28	19.96	12.69	5.39
<b>Comb2</b>	79.39	60.04	39.32	18.95	30.45	21.15	12.77	5.22
<b>Comb3</b>	76.76	58.59	38.9	19.09	255.82	166.74	89.09	29.49
<b>Comb4</b>	42.78	32.52	21.59	11.04	17.69	11.96	7.13	3.12

<b>Comb5</b>	40.15	31.06	21.16	11.17	243.07	157.55	83.45	27.4
--------------	-------	-------	-------	-------	--------	--------	-------	------

Tabla 12 Carga axial y momentos en cada piso para cada combinación

$M_u = 255.82 \text{ t.m}$

$A_s = 28.92 \text{ cm}^2$

Cuantía vertical

$\rho_v = 0.0025$

$A_{sv} = 5 \text{ cm}^2$

Varilla = 0.71  $\text{cm}^2$

Espaciamiento = 28.4cm

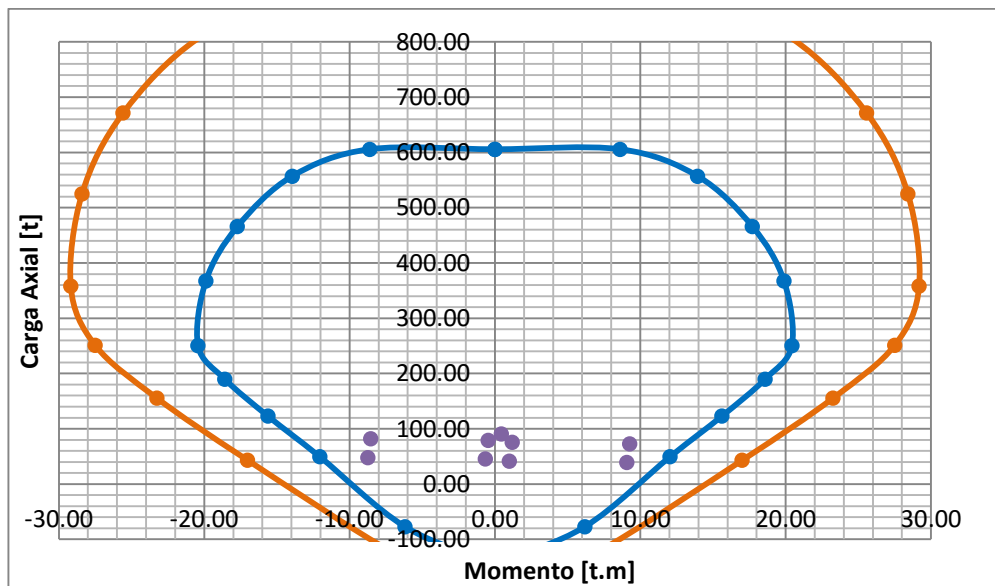


Figura 32 Diagrama de interacción de la placa P-1

La figura 32 muestra el diagrama de interacción de la placa 1, donde son ubicados los puntos calculados en la tabla 13

	<b>Combinación</b>	<b>P</b>	<b>M</b>
<b>Comb1</b>	1.4D+1.7L	90.97	0.44
<b>Comb2</b>	1.25(D+L)+Vx	73.03	9.28
<b>Comb3</b>	1.25(D+L)-Vx	82.14	-8.55
<b>Comb4</b>	1.25(D+L)+Vy	75.76	1.19
<b>Comb5</b>	1.25(D+L)-Vy	79.40	-0.46
<b>Comb6</b>	0.9D+Vx	39.07	9.07
<b>Comb7</b>	0.9D-Vx	48.17	-8.75
<b>Comb8</b>	0.9D+Vy	41.80	0.99
<b>Comb9</b>	0.9D-Vy	45.44	-0.67

Tabla 13 Combinaciones de acero

Diseño por corte

$$V_s = (V_u - \Phi V_c) / \Phi \quad \dots (18)$$

Resistencia al corte del concreto (ver ecuación 4)

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b w d = 31.95 \text{ t}$$

$$\Phi V_c = 27.16 \text{ t}$$

Cortante de diseño

Se calcula utilizando la ecuación 19:

$$V_u = V_{ua} (M_n/M_{ua}) \quad \dots(19)$$

Del análisis se obtienen los siguientes datos:

$$V_{ua} = 54.49 \text{ t}$$

$$M_{ua} = 8.75 \text{ t.m}$$

$$P_{ua} = 90.97 \text{ t}$$

Ingresamos al diagrama de Interacción con  $P_{ua} = 90.97 \text{ t}$

Obtenemos que  $\Phi M_n = 20 \text{ t.m}$

$$\text{Donde } M_n = 20 * 0.9 = 18 \text{ t.m}$$

$$V_u = 54.49 * (18/8.75) = 112.09 \text{ t}$$

Corte máximo en el muro (ver ecuación 20)

$$V_n = 2.62 \sqrt{f'c} A_{cw} \quad \dots(20)$$

$$V_n = 2.62 \sqrt{210} (20 * 246)$$

$$V_n = 186799 \text{ kg} = 186.8 \text{ t}$$

Entonces:  $V_n = 186.8 \text{ t} > V_u = 112.09 \text{ t} \dots \text{ OK}$

Diseño por corte fricción

Cálculo del refuerzo por corte, empleando la ecuación 18 se obtiene que:

$$V_s = (112.09 - 27.16) / 0.85$$

$$V_s = 99.92 \text{ t}$$

### Confinamiento

La distancia de confinamiento en los extremos de la placa está determinada en la norma E 060 del RNE, en el capítulo 21 [2].

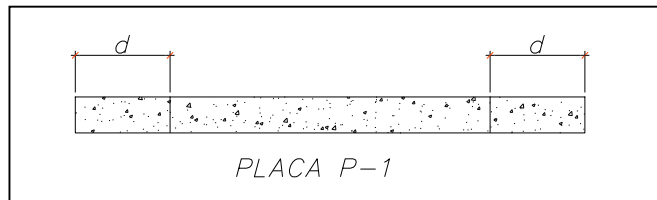


Figura 33 Vista de placa P-1

Según la norma, la distancia  $d$  mostrada en la figura 33, no debe ser menor que la mayor de las siguientes expresiones:

$$c - 0.1 L_m$$

$$c / 2$$

$$300 \text{ mm}$$

Donde  $c$  se determina mediante la ecuación 21:

$$c \geq l_m / (600 * (\delta u / h_m)) \quad \dots (21)$$

y considerando que el cociente de la expresión  $(\delta u / h_m)$  no debe ser menor que 0.05, se obtiene que:

$$(\delta u / h_m) = 2.73 / 1040 = 0.003 < 0.05$$

Se utilizará  $(\delta u / h_m) = 0.05$

Entonces calculado el valor de c:

$$c = 260 / ( 600 * 0.05)$$

$$c = 8.66\text{cm} \approx 10\text{cm}$$

Verificación de los límites de la norma para c.

$$c - 0.1Lm = 10 - 0.1 * 260 = -16\text{cm}$$

$$c / 2 = 10 / 2 = 5\text{cm}$$

30cm

Se confinará a una distancia de 30cm en cada extremo de la placa como se muestra en la figura 34.

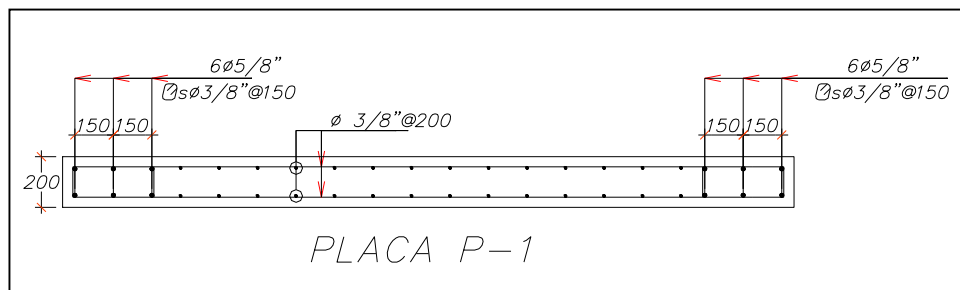


Figura 34 Confinamiento de la Placa P-1

## 2.7 Diseño de cimentación

La cimentación recibe las cargas del edificio y las transmite al suelo.

Para el diseño de la cimentación verifican los siguientes puntos:

Flexión

Corte

Punzonamiento

Datos del tipo de suelo en donde se ubica la estructura (ver Anexo 1):

$$\sigma = 4 \text{ kg/m}^2$$

### Zapata Aislada

Diseñaremos la zapata aislada Z2 que se encuentra ubicada en el eje 2A.

Cálculo del esfuerzo reducido del suelo

$$\sigma_{red} = 0.9 \cdot 4 \cdot 10 = 36 \text{ t/m}^2$$

Se halla el área de la zapata requerida por las fuerzas aplicadas de acuerdo a la resistencia del suelo:

$$A_{zap} = (P_d + P_l) / \sigma_{red} = (12.76 + 5.77) / 36 = 0.515 \text{ m}^2$$



Probamos con las dimensiones: B = 1.00m y L = 1.00m

Con estas nuevas dimensiones tenemos que el área de la zapata es 1.00m<sup>2</sup>

Cálculo de las presiones máximas y mínimas, sin tomar en cuenta en sismo, según estas nuevas dimensiones (ver ecuación 22).

$$\sigma_{\max} = \frac{(Pd+Pl)}{(B.L)} + 6 * \frac{(Mdx+Mlx)}{(L*B^2)} + 6 * \frac{(Mdy+Mly)}{(L^2*B)} \quad \dots( 22 )$$

$$\sigma_{\max} = \frac{(12.76 + 5.77) * 1.05}{(1.00 * 1.00)} + 6 * \frac{(0.13 + 0.12)}{(1.00 * 1.00^2)} + 6 * \frac{(0.10 + 0.06)}{(1.00^2 * 1.00)}$$

$$\sigma_{\max} = 21.92 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{(12.76 + 5.77) * 1.05}{(1.00 * 1.00)} - 6 * \frac{(0.13 + 0.12)}{(1.00 * 1.00^2)} - 6 * \frac{(0.10 + 0.06)}{(1.00^2 * 1.00)}$$

$$\sigma_{\min} = 17.00 \text{ t/m}^2$$

Cálculo de los esfuerzos máximos considerando el sismo en X y el sismo en Y.

Considerando sismo en X:

$$\sigma \max = \frac{(Pd+Pl+Psx)}{(B.L)} + 6 * \frac{(Mdx+Mlx+Msx)}{(L*B^2)} + 6 * \frac{(Mdy+Mly)}{(L^2*B)} \quad \dots( 22 )$$

$$\sigma \max = \frac{(12.76 + 5.77 + 5.22) * 1.05}{(1.00 * 1.00)} + 6 * \frac{(0.13 + 0.12 + 3.52)}{(1.00 * 1.00^2)} + 6 * \frac{(0.10 + 0.06)}{(1.00^2 * 1.00)}$$

$$\sigma \max = 48.52 \text{ t/m}^2$$

Considerando sismo en Y:

$$\sigma \max = \frac{(Pd+Pl+Psy)}{(B.L)} + 6 * \frac{(Mdx+Mlx)}{(L*B^2)} + 6 * \frac{(Mdy+Mly+Msy)}{(L^2*B)} \quad \dots( 22 )$$

$$\sigma \max = \frac{(12.76 + 5.77 + 1.18) * 1.05}{(1.00 * 1.00)} + 6 * \frac{(0.13 + 0.12)}{(1.00 * 1.00^2)} + 6 * \frac{(0.10 + 0.06 + 4.24)}{(1.00^2 * 1.00)}$$

$$\sigma \max = 48.60 \text{ t/m}^2$$

El esfuerzo máximo a utilizar en los cálculos es el máximo entre los esfuerzos amplificados máximos calculados con y sin sismo.

Esfuerzo máximo calculado sin sismo: 21.92 t/m<sup>2</sup>

$$\sigma_u = 1.6 * 21.92 = 35.07 \text{ t/m}^2$$

Esfuerzo máximo calculado con sismo: 48.60 t/m<sup>2</sup>

$$\sigma_u = 1.25 * 48.60 = 60.75 \text{ t/m}^2$$

Esfuerzo máximo a utilizar en los cálculos: 60.75 t/m<sup>2</sup>

### Diseño por flexión

El momento de diseño se calculará a la cara de la columna:

$$M_u = 60.75 * 1.00 * 0.80^2 = 38.88 \text{ t.m}$$

$$A_s = 22.86 \text{ cm}^2$$

En la otra dirección

$$A_s \text{ requerido} = (1.4/1) * 22.86 = 32.00 \text{ cm}^2$$

Refuerzo a colocar

$$\gamma_s = 2/(\beta+1) ; \text{ donde } \beta = 1.4/1.0 = 1.4$$

$$\gamma_s = 0.83$$

$$A_s = 26.56 \text{ cm}^2$$

### Diseño por corte

Cortante de diseño en la sección crítica:

$$V_u = 60.75 * 0.15 * 1.00 = 9.11 \text{ t}$$

Corte resistente

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b.d = 38.40 \text{ t}$$

$$\Phi V_c = 0.85 * 38.40 = 32.64 \text{ t}$$

Se debe cumplir que  $V_u \leq \Phi V_c$

$$V_u = 9.11 \text{ t} \leq \Phi V_c = 32.64 \text{ t} \dots \text{OK}$$

Punzonamiento

Asumimos un peralte  $d=0.50 \text{ m}$

La sección crítica se encuentra a una distancia de  $d/2 = 0.25 \text{ m}$

$$b_o = 2*(0.60+0.25+0.25)+2*(0.20+0.25+0.25)$$

$$b_o = 3.60 \text{ m}$$

Cortante de diseño por punzonamiento

$$V_u = V_i = V_t - V_{ii}$$

$$V_u = 56.10*1.30*1.00 - 56.10 * 1.1*0.7$$

$$V_u = 29.73 \text{ t}$$

Corte resistente al punzonamiento

$$V_c = (0.53 + 1.1/\beta_c) \sqrt{f'_c} .b_o .d ; \text{ donde } \beta_c = 0.60/0.20 = 3$$

$$V_c = 233.89 \text{ t}$$

$$\Phi V_c = 0.85 * 233.89 \text{ t} = 198.81 \text{ t}$$

Se debe de cumplir que  $V_u \leq \Phi V_c$

$$V_u = 29.73 \text{ t} \leq \Phi V_c = 198.81 \text{ t} \dots \text{OK}$$

### Cimentación corrida

Debido a la cercanía de las zapatas aisladas, se prefirió hacer una cimentación corrida entre los ejes C1-2-3, D1-2-3, E2-3-4. [11]

Se calculará la cimentación corrida para el eje C1-2-3.

Del análisis obtenemos las cargas axiales de carga muerta y viva:

$$P_{m1} = 11.95 \text{ t}$$

$$P_{I1} = 2.40 \text{ t} \quad P_{u1} = 14.35 \text{ t}$$

$$P_{m2} = 21.18 \text{ t}$$

$$P_{I2} = 5.50 \text{ t} \quad P_{u2} = 26.68 \text{ t}$$

$$P_{m3} = 16.78 \text{ t}$$

$$P_{I3} = 4.88 \text{ t} \quad P_{u3} = 21.66 \text{ t}$$

### Área de la Zapata

$$A_{zap} = P/\sigma_n$$

$$\sigma_n = 40 - 1 \cdot 2.0 - 0.20 = 37.8 \text{ t/m}^2$$

$$A_{zap} = 1.66 \text{ m}^2$$

### Cálculo el punto donde se aplican las cargas

$$R. X_o = P_1 (t_1/2) + P_2 (l_1 + t_1/2) + P_3 (l_1 + l_2 + t_1/2)$$

$$R. X_o = 14.35 \cdot 0.30 + 26.68 \cdot 2.225 + 21.66 \cdot 4.35$$

$$X_o = 2.52 \text{ m}$$

### Longitud del volado

$$L_{zap} = 2 \cdot 2.52 = 5.04 \text{ m}$$

$$L_v = 5.04 - (0.25 + 1.40 + 0.6 + 1.625 + 0.60)$$

$$L_v = 0.565 \approx 0.60 \text{ m}$$

$$b = A_{zap} / L_{zap}$$

$$b = 1.66 / 5.04 = 0.40$$

Reacción neta por unidad de longitud

$$WNU = 20.81 + 39.00 + 31.79 / 5.04 = 18.17 \text{ t/m}^2$$

Reacción neta por unidad de área

$$Wnu = 18.17 / 0.40 = 45.42 \text{ t/m}^2 = 4.54 \text{ kg/m}^2$$

Momento máximo (ver ecuación 23):

$$M_{\text{máx}} = wNU * X_{o2} / 2 - P1u * (X_o - t1 / 2) \quad \dots (23)$$

$$M_{\text{máx}} = 11.68 \text{ t.m}$$

Dimensionamiento de la altura de la zapata (ver ecuación 24):

$$M_u = d * f'c * b * d^2 * w * (1 - 0.59w) \quad \dots (24)$$

$$d = 34.8 \text{ cm}$$

$$h_z = 34.8 + 5 \approx 40 \text{ cm}$$

Se colocará un peralte de 60 cm

Verificación por cortante

$$\Phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * d * b$$

$$\Phi v_c = 13.32 \text{ t}$$

La figura 35 muestra las dimensiones de las zapatas aisladas y combinadas, para ver más detalle del cálculo de zapatas ver Anexo 2.

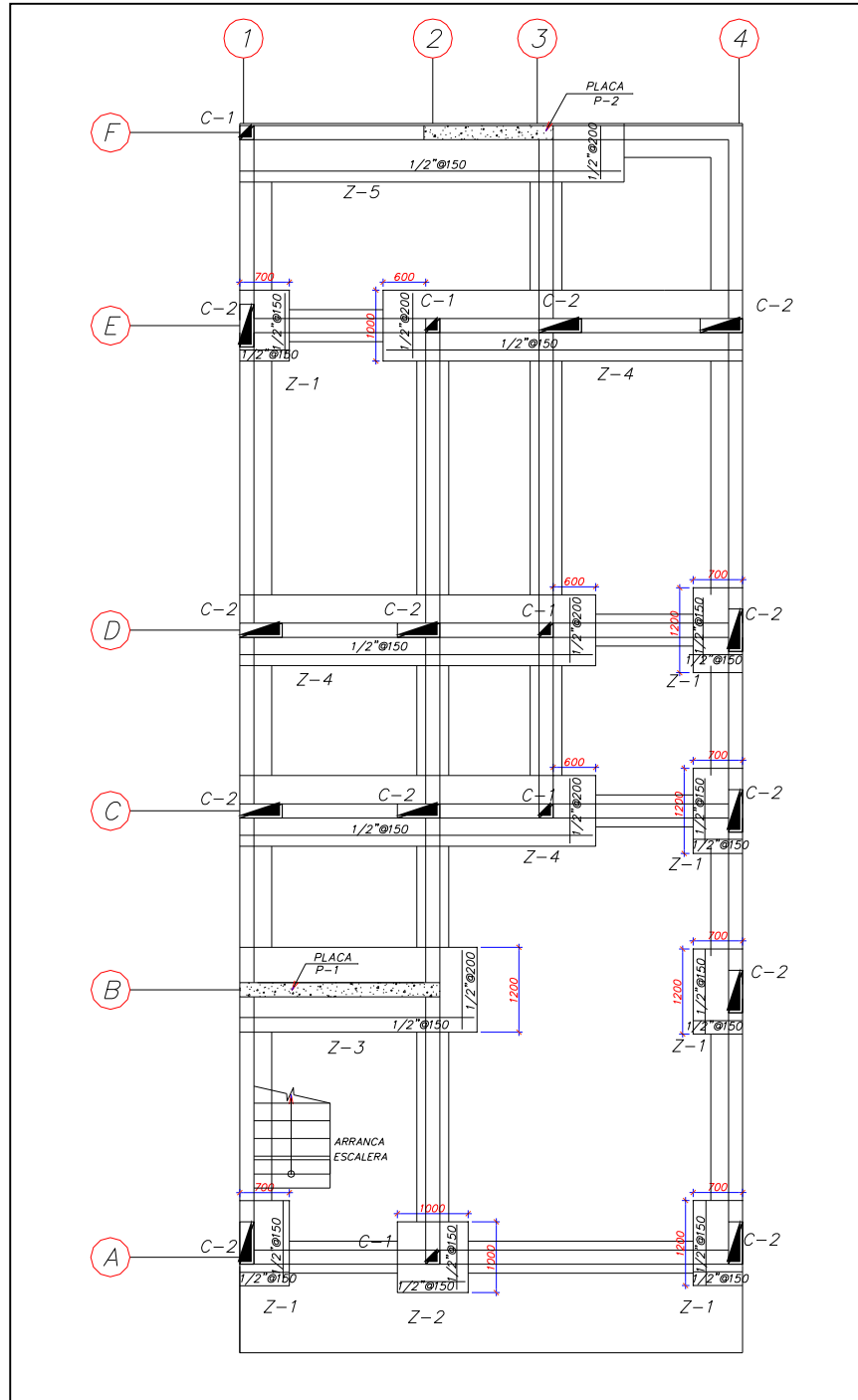


Figura 35 Plano de Cimentación del Diseño en concreto



## 2.8 Diseño de escalera

El diseño de las escaleras se dividió en tres tramos que se presentan a continuación, para todos los tramos la garganta es de 15 cm, y se diseña para una sobrecarga de 200kg/m<sup>2</sup> dado que su uso es de viviendas.

### Tramo 1

El tramo 1, ver figura 36, se apoya en la cimentación de la escalera y en la placa ubicada en el eje B, este tramo se encuentra apoyado en el terreno.

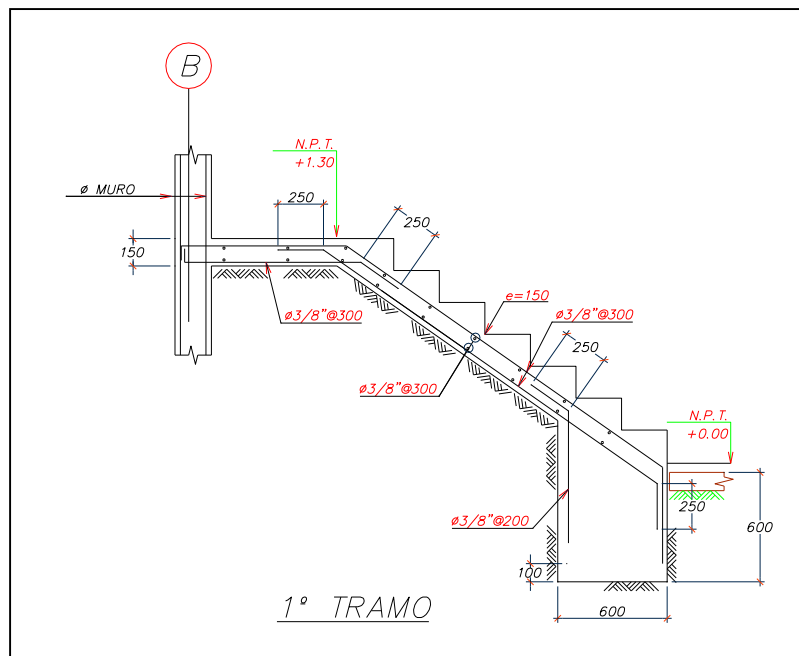


Figura 36 Elevación escalera - Tramo 1

## Tramo 2 – Típico

El tramo 2, ver figura 37, se apoya en la placa del eje B y llega a una losa maciza de 20 cm.

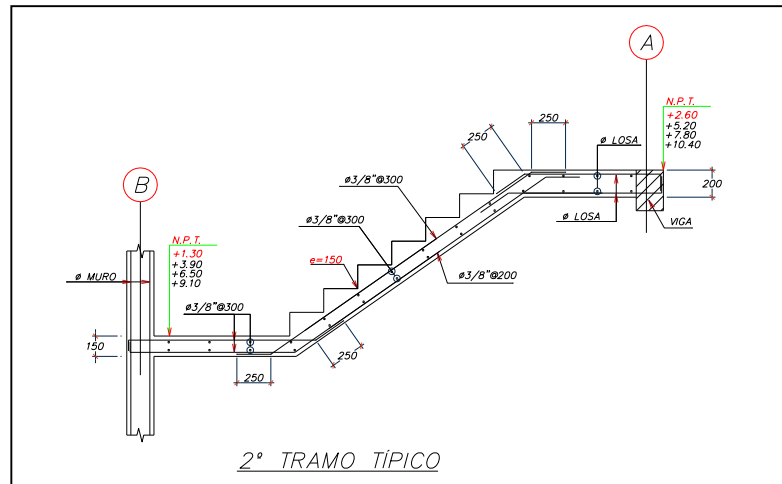


Figura 37 Elevación escalera- Tramo 2

## Tramo 3 – Típico

El tramo 3, figura 38, se apoya en la parte inferior en la losa maciza de 20 cm y en la parte superior en la placa del eje B.

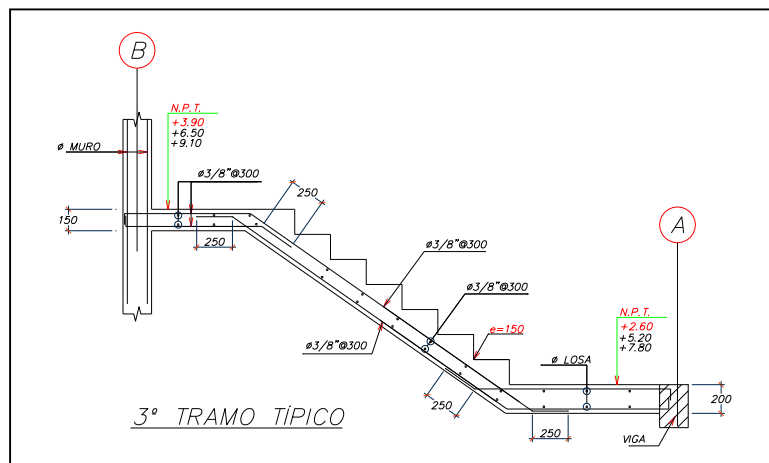


Figura 38 Elevación escalera-Tramo 3

# CAPÍTULO 3

## DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO

### 3.1 Introducción

El siguiente capítulo consiste en el diseño estructural del mismo edificio modelado en el capítulo 2, siendo la diferencia que en el presente capítulo será el material principal el acero estructural.

El acero estructural es un material muy versátil, a continuación se mencionarán algunas ventajas:

- Alta resistencia
- Uniformidad
- Elasticidad
- Durabilidad
- Ductilidad

La realización de este proyecto no sería objetiva si no se mencionara que el acero, como material estructural, tiene sus ventajas, pero también presenta desventajas que se mencionarán a continuación:

- Susceptibilidad al pandeo
- Fatiga
- Fractura frágil

- Costo de la protección contra el fuego

### Cargas

Las cargas empleadas en esta parte del proyecto son las siguientes que se explican a continuación.

#### Carga muerta

Compuesta por los elementos estructurales. A continuación, en la tabla 14, se muestran los pesos de los elementos estructurales empleados en el diseño.

Perfil	Peso [lb/ft]	Peso [kg/m]
T 150x200x6.0	15.3	31.10
W8x18	18.0	26.78
2L4x4x1/4	13.2	19.65

Tabla 14 Pesos de elementos estructurales

#### Carga viva

Se empleará una sobrecarga de 200kg/m<sup>2</sup>, debido a que el uso que tiene esta estructura es para vivienda.

### Carga de sismo

La carga de sismo se encuentra en función no sólo de la ubicación y del tipo de suelo, sino también de la capacidad de deformación del material empleado en el diseño, para este caso se empleó el factor de reducción (R) como 6. Las cargas de sismo se ingresaron en el centroide de la losa de cada entrepiso.

### Carga de viento

En la Norma de Cargas E 020 del RNE [3], nos indica que para edificios de poca altura la velocidad mínima que se emplea para el diseño es de 75 km/h, como se muestra en la tabla 15 y se grafica en la figura 39.

<b>Piso</b>	<b>h</b>	<b>hacum</b>	<b>Vh</b>
	<b>m</b>	<b>m</b>	<b>km/h</b>
4	2.6	10.4	75.65
3	2.6	7.8	75.00
2	2.6	5.2	75.00
1	2.6	2.6	75.00

Tabla 15 Velocidad del viento según la altura de cada piso

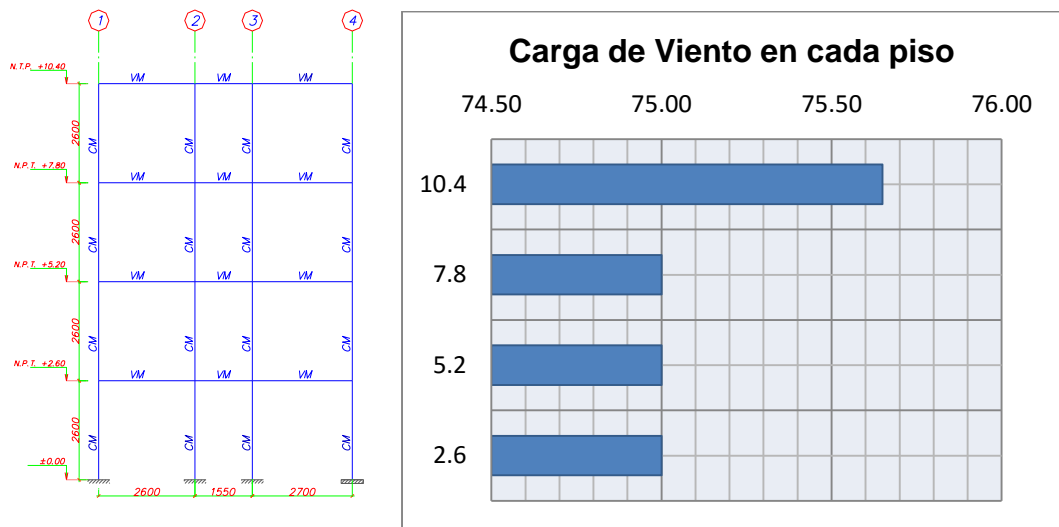


Figura 39 Gráfico de carga de viento según el piso

Los factores de forma para el edificio son de +0.8 en barlovento y de -0.6 en sotavento. Como se muestra en la tabla 5.4 de la norma y presentada a continuación en la figura 40 y la tabla 5.5, en la figura 41.

Obtenemos el coeficiente  $C_{pex}$ :

FACTORES DE FORMA ( C ) *		
CONSTRUCCIÓN	BARLOVENTO	SOTAVENTO
Superficies verticales de edificios	+0.8	-0.6
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en el sentido del viento	+1.5	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica	+0.7	
Tanques de agua, chimeneas, y otros de sección cuadrada o rectangular	+2.0	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda 45°	±0.8	-0.5
Superficies inclinadas a 15° o menos	+0.3 -0.7	-0.6
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	+0.7 -0.3	-0.6
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical	+0.8	-0.6

\* El signo positivo indica presión y el negativo succión.

Figura 40 Tabla de factores de forma, Norma E 020

Obtenemos el coeficiente Cpe i:

TABLA 5.5 FACTORES DE FORMA PARA DETERMINAR CARGAS ADICIONALES EN ELEMENTOS DE CIERRE ( C )		
A B E R T U R A S		
Uniforme en lados a barlovento y sotavento	Principales en lado a barlovento	Principales en lado a sotavento o en los costados
±0,3	+0,8	-0,6

Figura 41 Tabla de factores de forma, Norma E 020 del RNE

De acuerdo a la tabla presentada por la norma, se puede calcular las fuerzas aplicadas al edificio, calculadas en la tabla 16 y graficadas en la figura 42.

<b>C</b>	<b>C</b>	<b>Ph</b>	<b>Ph</b>
<b>barlovento</b>	<b>sotavento</b>	<b>kg/m2</b>	<b>kg/m2</b>
0.8	-0.6	22.89	-17.17
0.8	-0.6	20.17	-15.13
0.8	-0.6	16.87	-12.66
0.8	-0.6	12.44	-9.33

Tabla 16 Carga viento en barlovento y sotavento

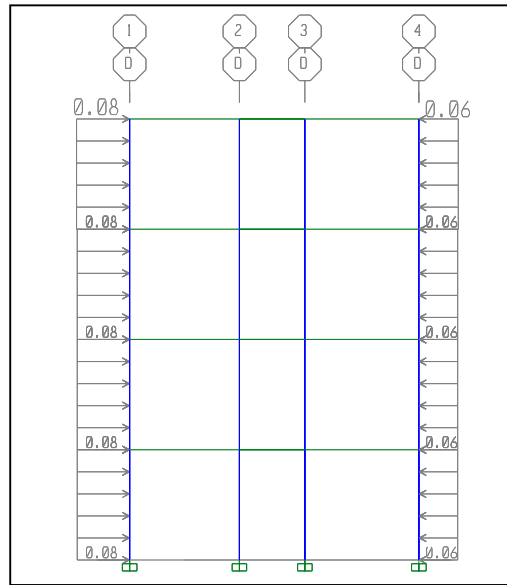


Figura 42 Cargas de viento aplicadas en la estructura

El diseño en acero se efectuó a partir de las normas LRFD [12], utilizando los perfiles que son comerciales en nuestro país.

#### Combinación de cargas

Las combinaciones que se utilizarán en este capítulo son (ver ecuación 25, 26, 27, 28, 29 y 30):

- Combinación 1:  $1.4D$  ... ( 25 )
- Combinación 2:  $1.2D + 1.6L$  ... ( 26 )
- Combinación 3:  $1.2D + 0.8W$  ... ( 27 )
- Combinación 4:  $1.2D + 1.3W + 0.5L$  ... ( 28 )
- Combinación 5:  $1.2D + 1.0W + 0.5L$  ... ( 29 )
- Combinación 6:  $0.9D + 1.0E$  ... ( 30 )



### 3.2 Análisis sísmico

El análisis sísmico se basó en la norma E 030 del RNE [4], las verificaciones de configuración estructural se presentan en las tablas 17 y 18, así como los parámetros sísmicos en la tabla 19.

#### Verificación de la Configuración estructural

Irregularidad estructural en altura	Presenta:
Piso blando	No
Irregularidad de Masa	No
Irregularidad Geometría vertical	No
Discontinuidad Sistema Resistente	No

Tabla 17 Irregularidad en altura

Irregularidad estructural en planta	Presenta:
Irregularidad torsional	No
Esquinas entrantes	Sí
Discontinuidad diafragma	No

Tabla 18 Irregularidad en planta

## Carga de Sismo

Parámetros sísmicos:

Parámetros	Símbolo	Valor
Zonificación	Z	0.4
Condición Geotécnica	S	1
Factor de Amplificación sísmica	C	2.5
Categoría de la edificación	U	1
Coeficiente de Reducción	Rx	4.5
	Ry	4.5

Tabla 19 Parámetros sísmicos

Peso de la estructura =300.48 t

Sismo en X

Se calcula en cortante sísmico en la dirección X con la ecuación 1:

$$V_x = \frac{ZUCS}{R_x} P \quad \dots(1)$$

$$V_x = (0.4 \times 1 \times 2.5 \times 1 / 4.5) \times 162.00$$

$$V_x = 36.00 \text{ t}$$

La distribución del cortante por pisos se presenta en la tabla 20 y se grafica por pisos en la figura 43.

PISO	h	hi	Peso	Pxhi	Fi	Corte
4	2.6	10.4	40.50	421.20	14.40	14.40
3	2.6	7.8	40.50	315.90	10.80	25.20
2	2.6	5.2	40.50	210.60	7.20	32.40
1	2.6	2.6	40.50	105.30	3.60	36.00
				1053.00		

Tabla 20 Distribución del cortante en X

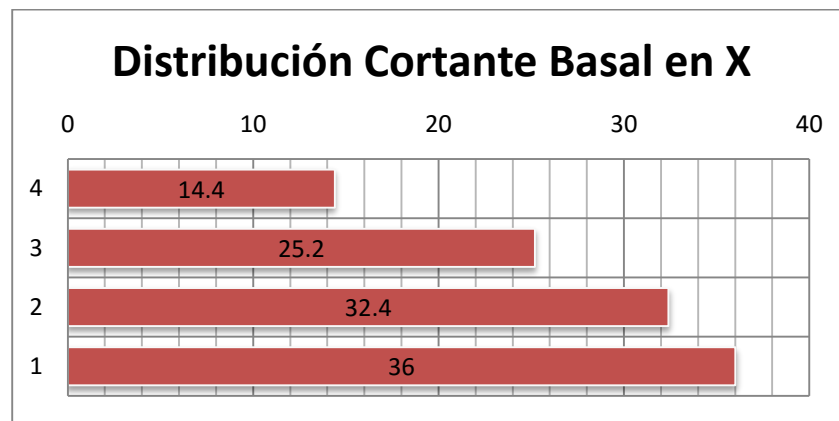


Figura 43 Distribución del cortante basal en la dirección X

Sismo en Y

Se calcula en cortante sísmico en la dirección Y con la ecuación 1:

$$V_y = \frac{ZUCS}{R_y} P \quad \dots(1)$$

$$V_y = (0.4 \times 1 \times 2.5 \times 1 / 4.5) \times 162.00$$

$$V_y = 36.00 \text{ t}$$

La distribución del cortante por pisos se presenta en la tabla 21 y se grafica por pisos en la figura 44.

PISO	h	hi	Peso	Pxhi	Fi	Corte
4	2.6	10.4	40.50	421.20	14.40	14.40
3	2.6	7.8	40.50	315.90	10.80	25.20
2	2.6	5.2	40.50	210.60	7.20	32.40
1	2.6	2.6	40.50	105.30	3.60	36.00
				1053.00		

Tabla 21 Distribución del cortante en X

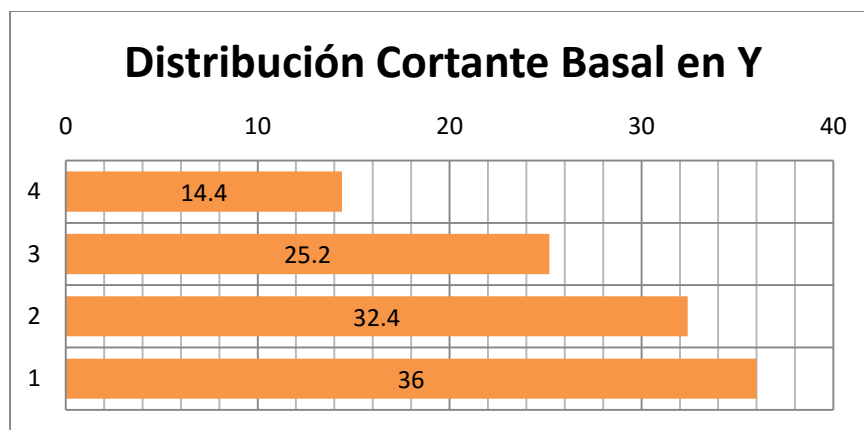


Figura 44 Distribución del Cortante basal en la dirección Y

### Análisis Espectral

La aceleración espectral está determinada por la ecuación 2:

$$S_a = (ZUCS/R) g \quad \dots(2)$$

Donde el factor de reducción en la dirección X es 4.50 y en la dirección Y es 4.50, entonces obtenemos que:

$$S_{a x} = (0.4 \cdot 1 \cdot 0.563 \cdot 1 / 4.50) \cdot 9.81 = 0.491$$

$$S_{a y} = (0.4 \cdot 1 \cdot 0.563 \cdot 1 / 4.50) \cdot 9.81 = 0.491$$

En la tabla 22 se muestra el cálculo de los espectros de diseño en ambas direcciones y se grafican en las figuras 45 y 46.

Rx		Ry	
T	C	T	C
0	2.500	0	2.500
0.2	2.500	0.2	2.500
0.4	2.500	0.4	2.500
0.6	1.667	0.6	1.667
0.8	1.250	0.8	1.250
1	1.000	1	1.000

1.2	0.833	1.2	0.833
1.4	0.714	1.4	0.714
1.6	0.625	1.6	0.625
1.8	0.5625	1.8	0.563
2	0.5625	2	0.563

Tabla 22 Espectros de diseño

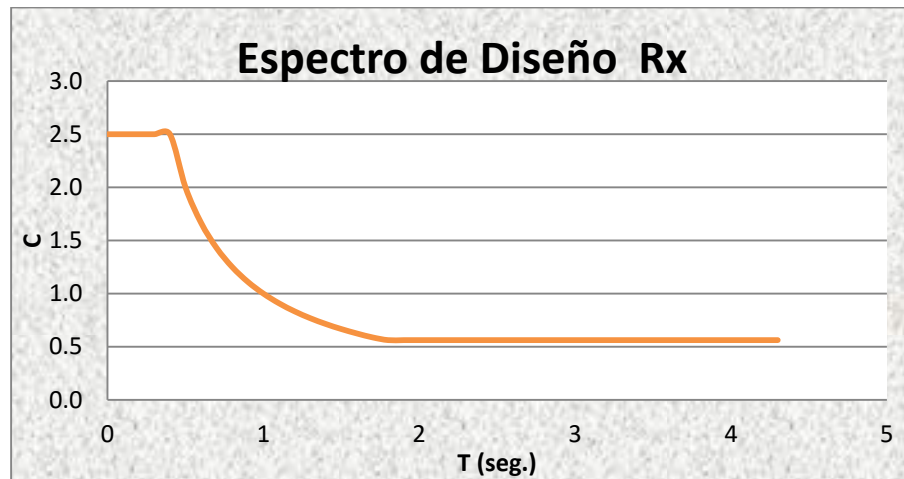


Figura 45 Espectro de diseño en la dirección X

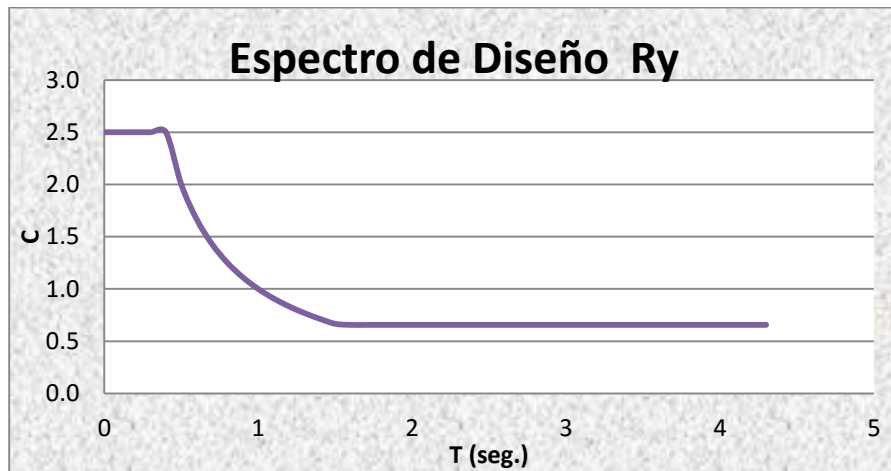


Figura 46 Espectro de diseño en la dirección Y

Se empleó el programa de computación ETABS para el cálculo de los desplazamientos y la distorsión existente en cada piso. En la figura 47 se muestra la vista en 3D del edificio modelado en ETABS.

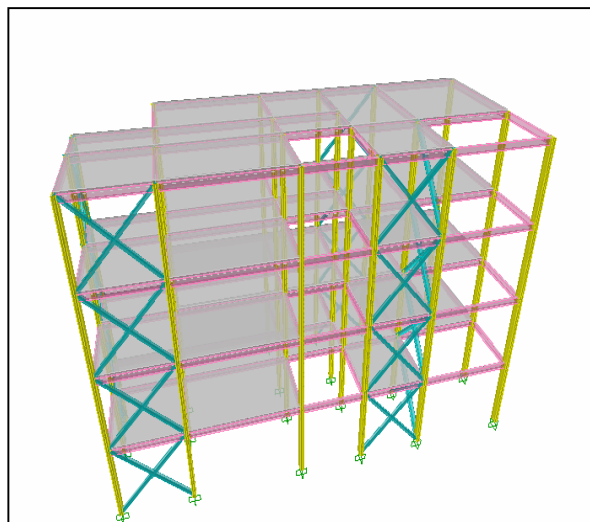


Figura 47 Modelo en ETABS del edificio diseñado en acero

Las cargas aplicadas a la estructura son las siguientes:

Carga muerta = Peso losa colaborante + Peso de piso terminado +  
Tabiquería

Carga muerta = 460 kg/m<sup>2</sup>

Carga viva = Sobrecarga = 200 kg/m<sup>2</sup>

Carga viva = 200 kg/m<sup>2</sup>

La figura 48 es una vista en planta donde se muestra la carga muerta y carga viva aplicada al modelo, respectivamente.

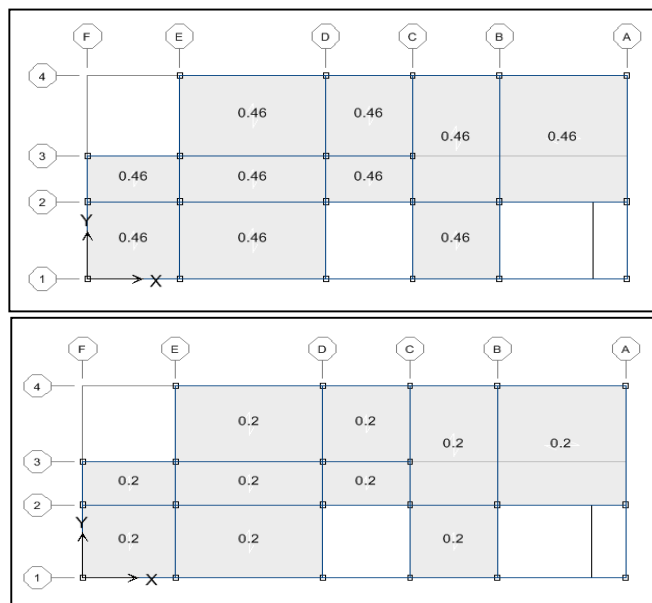


Figura 48 Carga muerta (arriba) y viva abajo) aplicada al modelo



## Carga de sismo

En la figura 49 se muestra la carga de sismo en X y en Y aplicada al modelo.

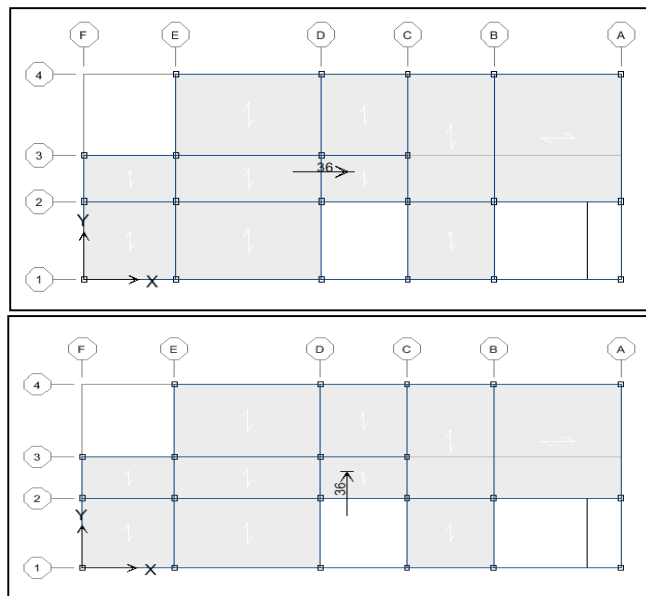


Figura 49 Carga de sismo en X y en Y aplicada al modelo

## Desplazamientos

La norma E 030 del RNE [4] menciona que el desplazamiento relativo entre piso debe ser menor que 0.007.

La tabla 23 muestra los desplazamientos en ambas direcciones por cada piso y en la tabla 24 se verifica la distorsión de cada entepiso con el límite de la norma.

<b>PISO</b>	<b>Desplazamiento</b>	
	<b>X (cm)</b>	<b>Y (cm)</b>
<b>PISO 4</b>	3.25	3.62
<b>PISO 3</b>	2.40	2.58
<b>PISO 2</b>	1.46	1.50
<b>PISO 1</b>	0.59	0.56

Tabla 23 Desplazamientos en la dirección X e Y.

<b>PISO</b>	<b>Distorsión</b>	<b>Verificación</b>	<b>Distorsión</b>	<b>Verificación</b>
	<b>X (cm)</b>	<b>&lt; 0.010</b>	<b>Y (cm)</b>	<b>&lt; 0.010</b>
<b>PISO 4</b>	0.0033	Ok	0.0040	Ok
<b>PISO 3</b>	0.0037	Ok	0.0042	Ok
<b>PISO 2</b>	0.0034	Ok	0.0036	Ok
<b>PISO 1</b>	0.0023	Ok	0.0022	Ok

Tabla 24 Distorsión en la dirección X e Y.

### 3.3 Diseño de diagonales

Las diagonales tienen la función de controlar el desplazamiento lateral del edificio; estas resisten fuerzas de tracción y compresión [15].

#### Ángulos estructurales

La figura 50 muestra las opciones de los perfiles que se encuentran en el mercado.

<b>Ángulos Estructurales</b>		
<b>DIMENSIONES</b>		<b>DIMENSIONES</b>
Sistema Inglés (pulgadas)		Sistema Métrico (mm)
1 1/2 x 1 1/2 x 3/32	2 1/2 x 2 1/2 x 3/16	20 x 20 x 2,0
1 1/2 x 1 1/2 x 1/8	2 1/2 x 2 1/2 x 1/4	20 x 20 x 2,5
1 1/2 x 1 1/2 x 3/16	2 1/2 x 2 1/2 x 5/16	20 x 20 x 3,0
1 1/2 x 1 1/2 x 1/4	2 1/2 x 2 1/2 x 3/8	25 x 25 x 2,0
2 x 2 x 1/8	3 x 3 x 1/4	25 x 25 x 2,5
2 x 2 x 3/16	3 x 3 x 5/16	25 x 25 x 3,0
2 x 2 x 1/4	3 x 3 x 3/8	25 x 25 x 4,5
2 x 2 x 5/16	3 x 3 x 1/2	25 x 25 x 6,0
2 x 2 x 3/8	4 x 4 x 1/4	30 x 30 x 2,0
	4 x 4 x 5/16	30 x 30 x 2,5
	4 x 4 x 3/8	30 x 30 x 3,0
	4 x 4 x 1/2	30 x 30 x 4,5
		30 x 30 x 6,0

**NORMAS TÉCNICAS:**  
 Sistema Inglés: Propiedades Mecánicas: ASTM A36 / A36 M  
 Tolerancias Dimensionales: ASTM A6 / A6 M  
 Sistema Métrico: Propiedades Mecánicas: ASTM A36 / A36 M  
 Tolerancias Dimensionales: ISO 657/ V

**PRESENTACIÓN\*\*:**  
 Se producen en longitudes de 6 metros.  
 Se suministran en varillas y en paquetones de 2 TM, los cuales están formados por 2 paquetes de 1 TM c/u.

Figura 50 Tabla de ángulos de Aceros Arequipa

Del programa Etabs, se obtiene que la carga última en una diagonal:

$$P_u = 2.35 \text{ t}$$

Con la carga última se calcula el área aproximada (ecuación 31)

$$A_g = \frac{P_u}{0.9x F_y} \quad \dots( 31 )$$

$$A_g = 2.35/(0.9*2.53) = 1.03 \text{ cm}^2$$

Se escoge un perfil que se aproxime al área calculada.

Perfil: 2L4x4x1/4;

Datos del perfil:

$$A = 24.97 \text{ cm}^2$$

$$r_x = 3.175 \text{ cm}$$

Comprobación:

$$K*L_x/r_x < 300 ; \quad 0.5*370/1.25 = 58.26 < 300 \dots \text{Cumple}$$

### Verificación por compresión

Se determina la Resistencia nominal dada por la ecuación 32.

$$\Phi P_n = 0.85 * A_g * F_{cr} \quad \dots( 32 )$$

$$\lambda_c = \frac{L}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad \dots( 33 )$$

De la ecuación 5 se calcula:

$$\lambda_c = 58.26/\pi * \sqrt{(2530/2100000)} = 0.64 > 1.50$$

Como la función de esbeltez es menor que 1.50 (ver ecuación 33), se utilizará la ecuación 34 para determinar el esfuerzo crítico de pandeo.

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) \cdot F_y \quad \dots(34)$$

$$F_{cr} = 0.658^{0.64^2} \cdot 2.53 = 2.13 \text{ t/cm}^2$$

$$\Phi P_n = 45.21 \text{ t} > P_u = 2.72 \text{ t} \dots \text{Cumple}$$

### 3.4 Diseño de vigas

Las vigas, al igual que en el concreto, están sometidas a cargas de flexión, debido a estas cargas se deberá controlar la deflexión de las vigas

Las especificaciones del AISC-LRFD establecen que el momento nominal en flexión será menor que el momento debido a cargas factorizadas (ver ecuación 35).

$$\Phi M_n \geq M_u \quad \dots(35)$$

Donde:

$\Phi$  = Factor de resistencia (0.9)

$M_n$  = Resistencia Nominal en flexión

$M_u$  = Momento debido a cargas

En el diseño de las vigas metálicas, se empleó los perfiles comerciales de Aceros Arequipa [23], como se muestra en la figura 51.

Designación	Area ( pulg <sup>2</sup> )	Dimensiones (pulg)				Peso Estimado
		Altura ( d )	Espesor Alma ( tw )	Largo del Ala ( bf )	Espesor del Ala ( tf )	Kg/m
W 4" x 13 lbs/pie	3.83	4.16	0.280	4.060	0.345	19.35
W 6" x 15 lbs/pie	4.43	5.99	0.230	5.990	0.260	22.32
W 6" x 20 lbs/pie	5.87	6.20	0.260	6.020	0.365	29.76
W 6" x 25 lbs/pie	7.34	6.38	0.320	6.080	0.455	37.20
W 8" x 15 lbs/pie	4.44	8.11	0.245	4.015	0.315	22.32
W 8" x 18 lbs/pie	5.26	8.14	0.230	5.250	0.330	26.79
W 8" x 24 lbs/pie	7.08	7.93	0.245	6.495	0.400	35.72
W 8" x 31 lbs/pie	9.13	8.00	0.285	7.995	0.435	46.13
W 10" x 22 lbs/pie	6.49	10.17	0.240	5.750	0.360	32.74
W 10" x 49 lbs/pie	14.40	9.98	0.340	10.00	0.560	72.92
W 12" x 26 lbs/pie	7.65	12.22	0.230	6.490	0.380	38.69
W 12" x 65 lbs/pie	19.1	12.12	0.390	12.000	0.605	96.73

Figura 51 Tabla de características de perfiles

Análisis Estructural

Las cargas aplicadas a la viga dependen de su ancho tributario.

$$Wd = 0.225 * \text{Ancho tributario}$$

$$Wl = 0.200 * \text{Ancho tributario}$$

La figura 52 muestra las elevaciones de los pórticos del edificio.

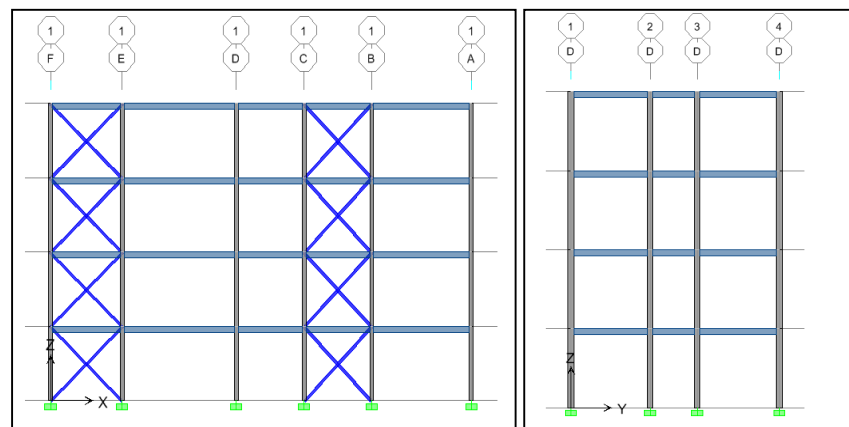


Figura 52 Elevación pórtico 1 y pórtico D respectivamente

Se calculan los diagramas de fuerzas para las fuerzas aplicadas a la viga.

Las figuras 53 y 54 muestran los momentos flectores de la viga del eje 3.

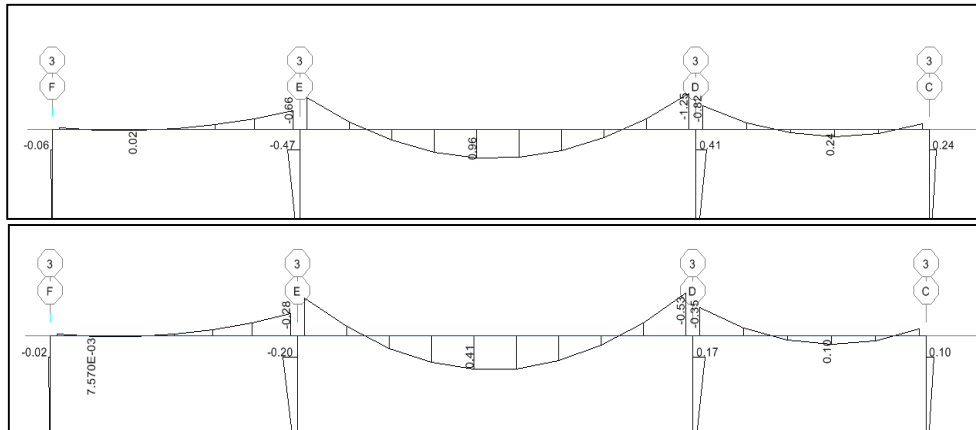


Figura 53 Momento por carga muerta (arriba) y por carga viva (abajo)

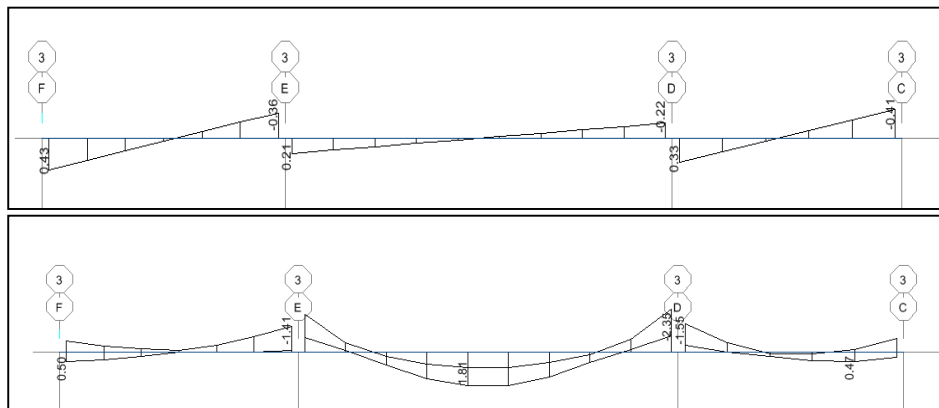


Figura 54 Momento por carga de sismo (arriba) y envolvente (abajo)

Del análisis del edificio se obtiene el momento último máximo

El momento último positivo en la viga es:  $M_u = 1.81 \text{ t.m}$

Con este dato se halla un  $Z_x$  (ver ecuación 36) calculado con el que se podrá entrar a la tabla de perfiles y buscar un  $Z_x$  similar al calculado.

$$M_u = Z_x \cdot F_y \quad \dots (36)$$

$$Z_x = 1.81 \cdot 10^5 / 2530$$

$$Z_x = 71.54 \text{ cm}^3 = 4.37 \text{ in}^3$$

Se escoge un perfil que tenga como mínimo el valor de  $Z_x$  calculado anteriormente.

Entrando a la tabla

Se elige el perfil W8x18;  $Z_x = 17.0 \text{ in}^3 = 278.58 \text{ cm}^3$

La figura 55 muestra las dimensiones del perfil W8x18 y la tabla 25 presenta los datos del perfil.

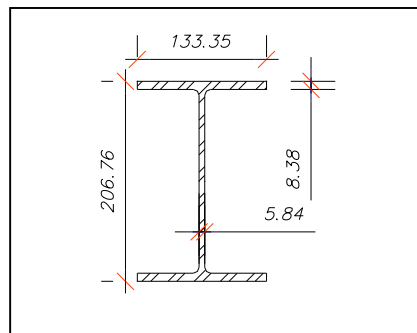


Figura 55 Perfil W8x18



Propiedades del perfil:

Dato	Valor	Unidad
Área (A)	33.94	cm <sup>2</sup>
Peralte de la sección (d)	20.68	cm
Espesor alma (tw)	0.58	cm
Ancho del patín (bf)	13.33	cm
Espesor del ala (tf)	0.84	cm
Inercia X (Ix)	2576.47	cm <sup>4</sup>
Inercia Y (Iy)	331.74	cm <sup>4</sup>
Módulo Sección elástico X (Sx)	249.08	cm <sup>3</sup>
Módulo Sección elástico Y (Sy)	49.82	cm <sup>3</sup>
Módulo Sección plástico X (Zx)	278.58	cm <sup>3</sup>
Módulo Sección plástico Y (Zy)	76.36	cm <sup>3</sup>
Radio de giro x (rx)	8.71	cm
Radio de giro y (ry)	3.12	cm

Tabla 25 Datos del perfil

*Compacidad de la sección*

Ala (límites)

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{E/F_y} = 10.79$$

$$\lambda_{rf} = 1.00 \sqrt{E/F_y} = 28.38$$

Alma (límites)

$$\lambda_{pw} = 3.76 \sqrt{E/Fy} = 106.7$$

$$\lambda_{rw} = 5.70 \sqrt{E/Fy} = 161.7$$

Datos del ala y alma de la sección

$$\lambda_f = \frac{bf}{2tf} = 7.95$$

$$\lambda_w = \frac{h}{tw} = 29.90$$

$$\lambda_f = 7.95 < \lambda_{pf} = 10.79 \quad \dots \text{Ala Compacta}$$

$$\lambda_w = 29.90 < \lambda_{pw} = 106.7 \quad \dots \text{Alma Compacta}$$

*Estado límite de fluencia (ver ecuación 36)*

$$M_n = Z_x \cdot F_y \quad \dots (36)$$

$$M_n = 278.58 \cdot 2.53 = 7.05 \text{ t.m}$$

$$\Phi M_n = 6.34 \text{ t.m}$$

$$M_u \leq \phi M_n \rightarrow 1.95 \leq 6.34 \dots \text{Cumple}$$

*Estado límite de pandeo lateral torsional*

Cálculo de  $L_p$ :

La longitud plástica ( $L_p$ ) es la longitud de límite sin refuerzo lateral, su valor depende de las dimensiones de la sección y del esfuerzo de fluencia.

$$r_y = 1.23 \text{ in} = 3.12 \text{ cm}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{E/F_y} = 62.4 \text{ in} = 158.42 \text{ cm}$$

Cálculo de  $L_r$ :

La longitud residual (ver ecuación 38) es la longitud límite sin soporte lateral para pandeo lateral-torsional, su valor depende de las dimensiones de la sección, del esfuerzo de fluencia y del módulo de elasticidad.

$$r_{ts} = \frac{b_f}{\sqrt{12 * (1 + \frac{h \cdot t_w}{6 \cdot b_f \cdot t_f})}} \quad \dots (37)$$

$$r_{ts} = 1.22 \text{ in} = 3.10 \text{ cm}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} + \left(\frac{J_c}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2} \quad \dots (38)$$

$$L_r = 180.20 \text{ in} = 457.68 \text{ cm}$$

Entonces:

Se sabe que:  $L_b = 0 \text{ cm}$

$$L_b = 0 \text{ cm} < L_p = 158.42 \text{ cm} < L_r = 457.68 \text{ cm}$$

### *Deflexión máxima*

El control de las deflexiones en elementos sometidos a flexión es importante ya que las deflexiones excesivas dañan los elementos que se encuentran soportados por éstas, da una visión de inseguridad a las personas que van a ocupar la estructura.

Las deflexiones se calcularán por servicio debido a carga viva y a carga muerta más carga viva.

$$\Delta_{\text{permisible}} = L/360 = 430/360 = 1.19\text{cm}$$

Deflexión debido a carga viva:

$$w_l = 0.20 \text{ t/m} \quad E = 2100 \text{ t/cm}^2 \quad I = 2576.47 \text{ cm}^4$$

$$\Delta_l = \frac{5 * w_l * L^4}{384 * E * I} = \frac{5 * 0.002 * 425^4}{384 * 2100 * 2576.47}$$

$$\Delta_l = 0.15 \text{ cm}$$

Deflexión debido a carga muerta + carga viva:

$$w_{d+l} = 1.12 \text{ t/m} \quad E = 2100 \text{ t/cm}^2 \quad I = 1997.9 \text{ cm}^4$$

$$\Delta_{d+l} = \frac{5 * w_{d+l} * L^4}{384 * E * I} = \frac{5 * 0.011 * 425^4}{384 * 2100 * 2576.47}$$

$$\Delta_{d+l} = 0.88 \text{ cm}$$

### 3.5 Diseño de columna

El diseño de la columna metálica se analiza debido a cargas axiales y momentos. Para el diseño de columnas se utilizó un perfil de 10cm x 20cm x 0.6cm de la tabla de aceros Arequipa.

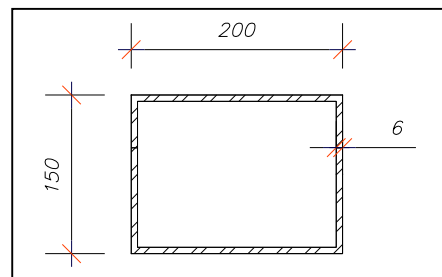


Figura 56 Columna metálica

Propiedades de la sección:

Dato	Valor	Unidad
Área (A)	40.56	cm <sup>2</sup>
Constante Torsión (J)	2770.70	cm <sup>4</sup>
Inercia X (I <sub>x</sub> )	2358.60	cm <sup>4</sup>
Inercia Y (I <sub>y</sub> )	1507.70	cm <sup>4</sup>
Módulo Sección elástico X (S <sub>x</sub> )	235.86	cm <sup>3</sup>
Módulo Sección elástico Y (S <sub>y</sub> )	201.02	cm <sup>3</sup>
Módulo Sección plástico X (Z <sub>x</sub> )	280.63	cm <sup>3</sup>
Módulo Sección plástico Y (Z <sub>y</sub> )	229.93	cm <sup>3</sup>
Radio de giro x (r <sub>x</sub> )	7.63	cm

Radio de giro y ( $r_y$ )	6.10	cm
---------------------------	------	----

Tabla 26 Datos del perfil

La figura 56 muestra las dimensiones de la columna y la tabla 26 las propiedades de la sección.

Del análisis de la estructura se obtiene que:  $P_u = 50.32 \text{ t}$

#### Datos del perfil

Acero A36

$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$        $A = 40.56 \text{ cm}^2$

$r_x = 7.63 \text{ cm}$        $r_y = 6.10 \text{ cm}$

#### Parámetro de esbeltez

Con las inercias y las longitudes de las vigas y columnas se puede determinar el factor  $k$ , para el diseño de las columnas, entrando a unas tablas dependiendo si el pórtico no es arriostrado (ver figura 57) o es arriostrado (ver figura 58).

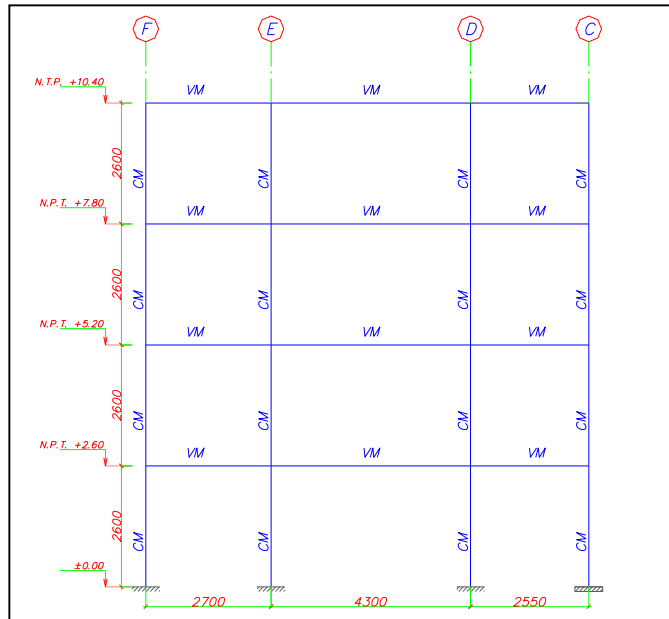


Figura 57 Elevación del Eje 3, pórtico sin arriostres

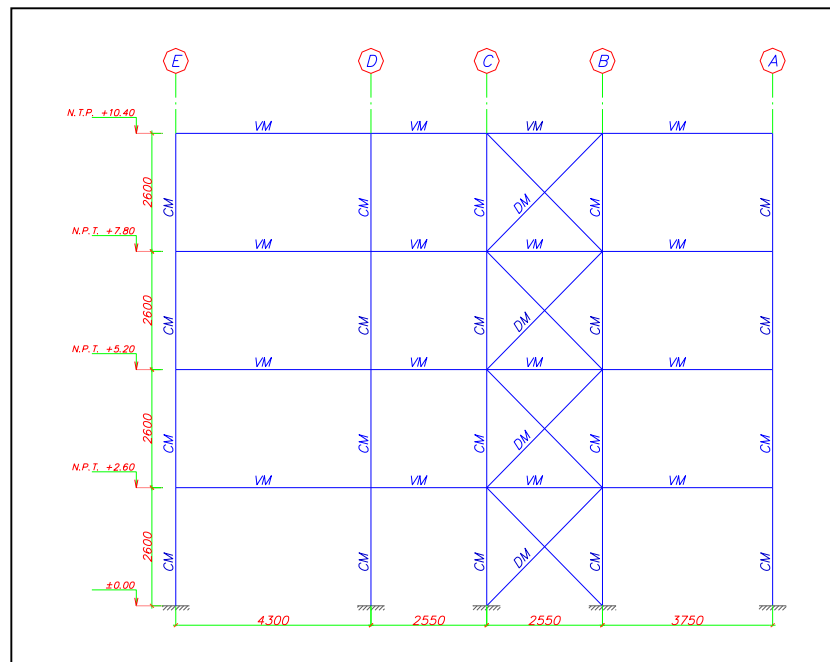


Figura 58 Elevación del eje 4, pórticos con arriostres

Para

$$kL/ry = 1*260/6.10 = 12.62 \text{ L/cm}$$

$$\lambda_c = \frac{L}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad \dots(33)$$

$$\lambda_c = 0.47 < 1.5$$

Como la función de esbeltez es (ver ecuación 33):  $\lambda_c < 1.5$ , se empleará la fórmula 34 para calcular el  $\Phi F_{cr}$ :

$$\Phi F_{cr} = 0.85 (0.658^{\lambda_c^2}) F_y \quad \dots(34)$$

$$\Phi F_{cr} = 1.96 \text{ t/cm}^2$$

$$\Phi P_n = 40.56 * 1.96 = 79.50 \text{ t}$$

Los datos de la sección se presentan en la tabla 27.

Dato	Valor	Unidad
$\Phi_b M_{np}$	6.39	t.m
$\Phi_b M_{nr}$	2.97	t.m
$L_p$	309.3	cm
BF	0.012	

Tabla 27 Datos de la sección



Para miembros sometidos a flexión y compresión el LRFD da las siguientes expresiones (ver ecuación 39, 40 y 41):

$$\text{Si : } \frac{P_u}{\phi_t P_n} \geq 0.2 \quad \dots(39)$$

$$\frac{P_u}{\phi_t P_n} + \frac{8}{9} * \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad \dots(40)$$

$$\text{Si : } \frac{P_u}{\phi_t P_n} \leq 0.2$$

$$\frac{P_u}{2 * \phi_t * P_n} + \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad \dots(41)$$

Del análisis obtenemos que:

$$P_u = 50.32 \text{ t} \quad M_{ux} = 0.97 \text{ t.m} \quad M_{uy} = 0.25 \text{ t.m}$$

Calculo de la relación entre el  $P_u$  y el  $\phi P_n$  calculado anteriormente

$$\frac{P_u}{\phi_b * P_n}$$

$$= 50.32 / 79.50 = 0.63 > 0.2$$

La expresión es mayor del 0.20 indicado por el LRFD, entonces se empleará la primera fórmula (ver ecuación 40).

$$\frac{P_u}{\phi_t * P_n} + \frac{8}{9} * \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b * M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b * M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

Calculo de:  $\phi_b * M_{nx}$  (ver ecuación 42)

$$\phi_b * M_{nx} = \phi_b * M_{np} - BF * (L_p - L) \quad \dots(42)$$

$$\Phi_b * M_{nx} = 6.39 - 0.012 * (309.3 - 260)$$

$$\Phi_b * M_{nx} = 5.80 \text{ t.m}$$

Calculo de:  $\Phi_b * M_{ny}$  (ver ecuación 43)

$$\Phi_b * M_{ny} = \phi_b * F_y * Z_y \quad \dots(43)$$

$$\Phi_b * M_{ny} = 0.9 * 2.53 * 229.93$$

$$\Phi_b * M_{ny} = 5.24 \text{ t.m}$$

Calculo de la expresión:

$$\frac{50.32}{79.50} + \frac{8}{9} * \left( \frac{0.97}{5.80} + \frac{0.25}{5.24} \right) \leq 1.0$$

$$= 0.63 + 0.18$$

$$= 0.81 \leq 1.0$$

Cumple con la expresión, el miembro es adecuado.

### 3.6 Diseño de losa colaborante

Para el diseño de la losa colaborante se utilizó el espesor de 13cm con las características técnicas que se muestran en las figuras 59,60, 61 de la tabla de especificaciones de acerodeck (Características técnicas Acerodeck [24]).



Figura 59 Corte transversal de losa colaborante.

Calibre gage	Peso/Área kg/m <sup>2</sup>	I cm <sup>4</sup> /m	S <sub>sup</sub> cm <sup>3</sup> /m	S <sub>inf</sub> cm <sup>3</sup> /m
22	9.12	59.74	18.32	23.30
20	10.88	70.73	21.73	27.68

Figura 60 Propiedades de la sección de acero según en Calibre.

Altura de losa (cm)	Volumen concreto m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>	Carga muerta Kg/ m <sup>2</sup>
11.00	0,074	177.60
12.00	0,084	201.60
13.00	0,094	225.60
14.00	0,104	249.60
15.00	0,114	273.60
16.00	0,124	297.60

Figura 61 Propiedades del concreto.

Se empleará la losa tipo AD-600 de Acero- Deck que tiene 60 mm de peralte, ancho total de 920mm, con un calibre de 20.

La figura 62 muestra la disposición de la losa colaborante.

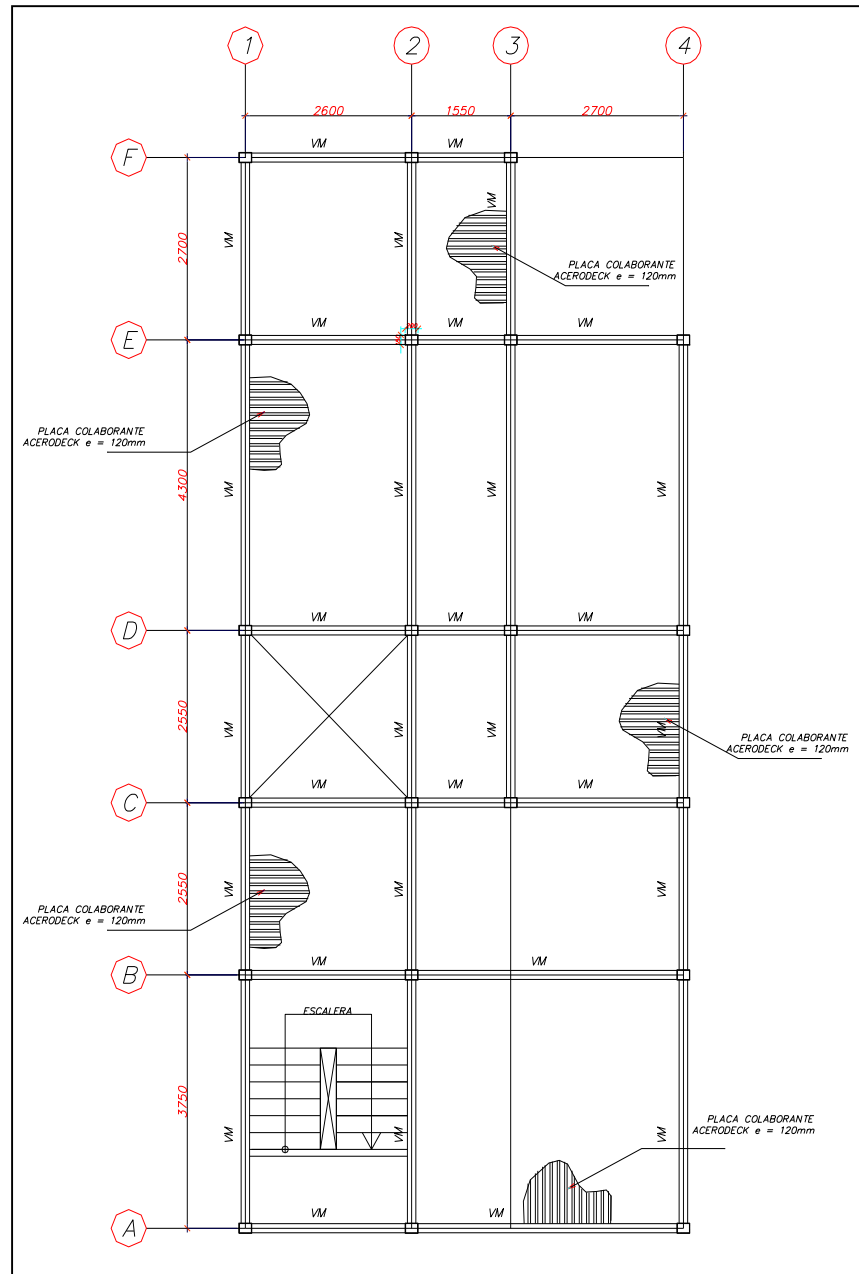


Figura 62 Planta típica- dirección de la losa colaborante

### 3.7 Diseño de Conectores de corte

El diseño de conectores de corte, como el mismo nombre lo dice, tienen la función de tomar el corte entre el concreto y el acero, éstos van soldados al ala superior del perfil de acero.

Cuando se llega a la resistencia nominal de corte los conectores de corte reparten los esfuerzos.

#### Resistencia nominal máxima

El LRFD nos recomienda elegir la menor opción de las siguientes expresiones (ver ecuación 44, 45 y 46):

- a)  $0.85 f'_c A_c$  ... (44)
- b)  $A_s F_y$  ... (45)
- c)  $\sum Q_n$  ... (46)

Chequeo del diámetro del conector:  $d \leq 2.5 t_f$

Siendo  $t_f = 0.800$  cm

Se asume el diámetro de 1/2"

$d = 1.27$  cm

$d = 1.27$  cm  $\leq 2.5 t_f = 2.00$  cm

La resistencia del conector está dada por la ecuación 47:

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f'_c E_c} \leq A_{sc} F_u \quad \dots(47)$$

$$A_{sc} F_u = 1.27 \text{ cm}^2 * 4.08 \text{ t/cm}^2$$

$$A_{sc} F_u = 5.18 \text{ t}$$

$$Q_n = 0.5 * 1.27 * \sqrt{(210 * 217370.6)}$$

$$Q_n = 4.09 \text{ t}$$

### Resistencia Nominal de Corte Horizontal

La resistencia nominal de corte horizontal está dada por el menor valor obtenido de las siguientes expresiones:

- a)  $V_n = 0.85 * f'_c * b_t * t_s = 0.85 * 210 * 212.5 * 12 = 455.18 \text{ t}$
- b)  $V_n = A_s * f_y = 28.65 * 2.53 = 72.5 \text{ t}$
- c)  $V_n = \sum Q_n = 18 * 4.09 = 73.62 \text{ t}$

Número de conectores de corte (ver ecuación 48)

$$N = V_n / Q_n \quad \dots(48)$$

$$N = 72.5/4.095$$

N = 18 conectores de corte, ubicados en la viga del eje B entre los ejes 2 y 4.

Espaciamiento

Se considera que la luz entre apoyos es 3.75m

$$s = 375/18$$

$$s = 20.8\text{cm} \approx 20\text{cm}$$

Verificación del espaciamento

El AISC-LRFD 115.6 nos da una expresión con la cual se verifica el valor del espaciamento:

$$6\Phi \leq s \leq 8 t_s$$

$$6 * 1.27\text{cm} \leq 20\text{cm} \leq 8 * 12\text{cm}$$

$$7.62\text{cm} \leq 20\text{cm} \leq 96\text{cm}$$

La figura 63 muestra la distribución de los conectores de corte en la viga metálica.

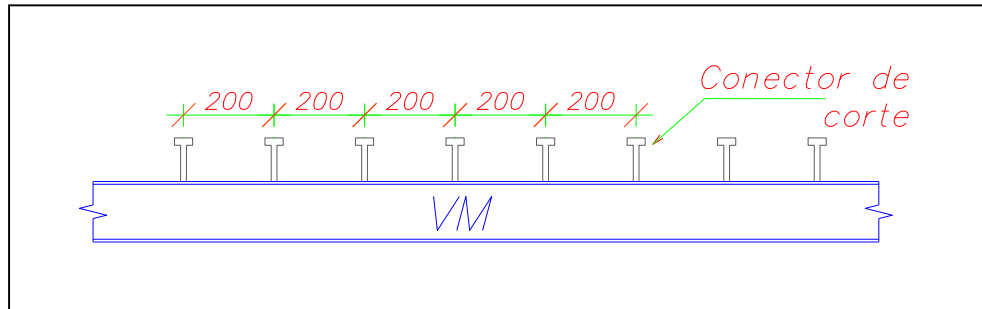


Figura 63 Ubicación de los conectores de corte en la viga

### 3.8 Diseño de Soldadura norma LRFD-AISC

La soldadura consiste en la unión de dos metales empleando el calor mediante un arco eléctrico [15].

Hay dos tipos de proceso de soldadura

- SMAW ó Soldadura de arco metálico protegido
- SAW ó Soldadura de arco sumergido

En el diseño de la soldadura se empleará el proceso de soldadura de arco metálico protegido, mientras que el tipo de soldadura será la soldadura filete.



### *Tamaño mínimo y máximo de la soldadura filete*

El tamaño mínimo de la soldadura filete se muestra en la tabla 28.

Espesor de la pieza más gruesa unida T [pulg]	Tamaño mínimo soldadura de filete		Tamaño mínimo garganta sold. Penetración parcial	
	[pulg]	[mm]	[pulg]	[mm]
$1/8 < T \leq 3/16$	1/8	3	1/16	1.5
$3/16 < T \leq 1/4$	1/8	3	1/8	3
$1/4 < T \leq 1/2$	3/16	5	3/16	5
$1/2 < T \leq 3/4$	1/4	6	1/4	6
$3/4 < T \leq 1. 1/2$	5/16	8	5/16	8

Tabla 28 Tamaño de soldadura de filete

### Tamaño máximo de la soldadura filete

El tamaño máximo de la soldadura filete está en función con el espesor del borde a soldar.

Cuando el espesor del borde es menor igual a 1/4" entonces el espesor máximo puede ser:  $w_s = 1/4"$  (6.4 mm)

Cuando el espesor del borde es mayor a 1/4" el máximo tamaño de la soldadura será igual a: el espesor de las pieza menos 1/16.

### Diseño de la soldadura: Conexión 3

Fuerza de tracción última (ver ecuación 31)

$$P_u = \Phi * F_y * A_g$$

$$P_u = 0.9 * 2.53 * 28.65 = 65.2 \text{ t}$$

Se determina el tamaño mínimo y máximo de la soldadura

Tamaño mínimo

Espesor máximo = 6.4mm ;  $3/16 \leq T \leq 1/4$ , entonces el tamaño mínimo será 3mm (1/8")

Tamaño máximo

Usar 6.4mm (1/4")

### Garganta efectiva

$$T_e = 0.707 * w_s = 0.707 * 0.64$$

$$T_e = 0.452 \text{ cm}$$

### Capacidad de la soldadura

Se empleará la fórmula general dada por la expresión 49.

$$\Phi F_w = \Phi * (0.6 * F_{EXX}) * (1.0 + 0.5 * \text{Sen}^{1.5} \theta) * (t) * (L) \quad \dots (49)$$

Donde:

t = garganta

L = Longitud del cordón

$$\Phi F_w = 35.84 \times 2 \text{ (en ambos lados)} = 71.68 t$$

Se emplea la soldadura de 1/4"

La figura 64 muestra el detalle de la conexión 3.

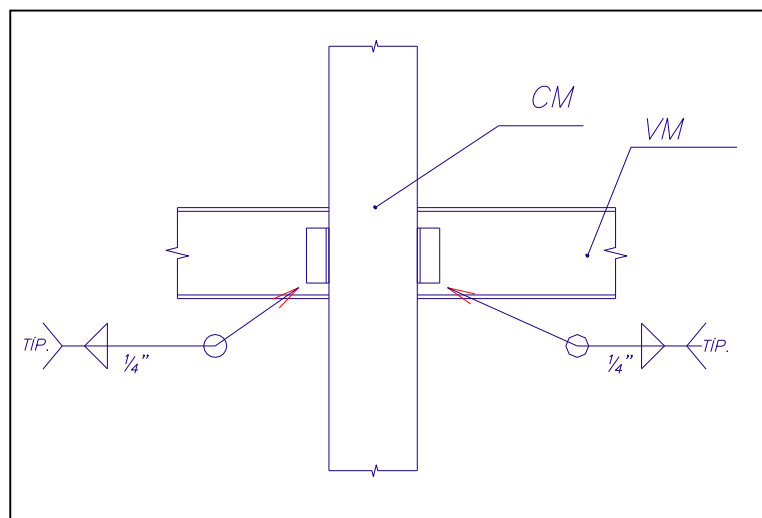


Figura 64 Conexión entre columna y viga

### 3.9 Diseño de Pernos- normas LRFD

En esta parte se diseñarán los pernos de anclaje para asegurar la plancha de apoyo de la columna.

Se analizará de los pernos de anclaje de la columna D2.

$$T=16.00t$$

Se asume que serán 4 pernos de 5/8".

Entonces cada perno resisten 4.00 t

La figura 65 muestra el detalle de ubicación de los pernos en la placa base.

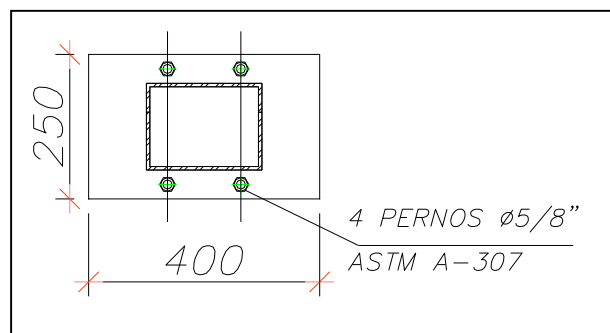


Figura 65 Detalle de ubicación de pernos en placa base

Verificación del estado límite de fluencia (ver ecuación 50)

$$\Phi R_n = \Phi * A_g * F_y \quad \dots( 50 )$$

$$\Phi R_n = 0.9 * 1.98 * 2.53$$

$$\Phi R_n = 4.51 t$$

$\Phi R_n = 4.51 \text{ t} > 4.00 \text{ t} \dots$  Cumple

Verificación del estado límite por fractura en la zona roscada (ver ecuación 51).

$$\Phi R_n = 0.75 \cdot F_{bu} \cdot 0.75 \cdot A_g \quad \dots (51)$$

$$\Phi R_n = 0.75 \cdot 4.08 \cdot 0.75 \cdot 1.98$$

$\Phi R_n = 4.54 \text{ t} > 4.00 \text{ t} \dots$  Cumple

Distancia entre pernos

El ACI nos da la distancia de entre pernos y la distancia al borde.

La distancia entre pernos para anclajes que no están sometidos a torsión:

$$4 \cdot d_s = 4 \cdot 1.59 = 6.36 \text{ cm}$$

La distancia mínima del perno al borde:

$$6 \cdot d_s = 6 \cdot 1.59 = 9.54 \text{ cm} \approx 10 \text{ cm}$$

La figura 66 muestra un corte del pedestal donde se puede observar los pernos de anclaje.

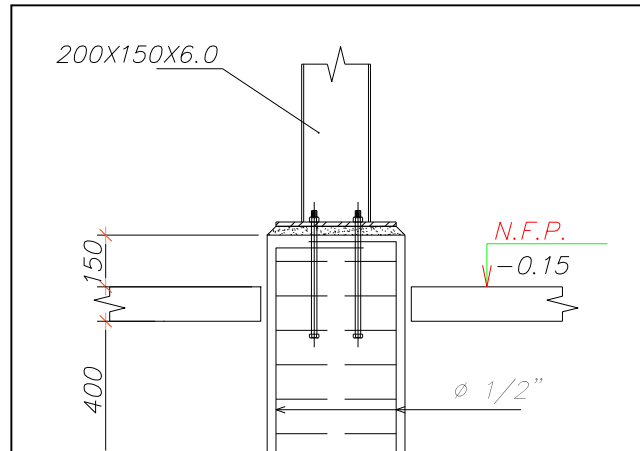


Figura 66 Pernos de anclaje

### 3.10 Diseño de Placa de base de columna

La placa base de la columna tiene la función de transmitir la carga de la columna al pedestal [19].

Para el diseño de la placa base se toma de ejemplo la cargas de de la columna ubicada en el eje B2.

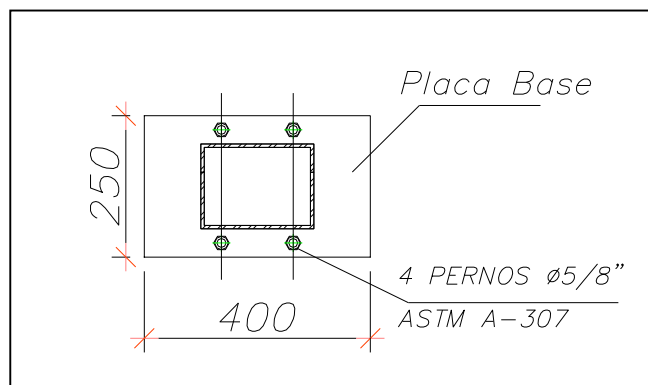


Figura 67 Vista del pedestal y columna

Se asume que las dimensiones del pedestal sean las mismas que la dimensión de la placa base de la columna, como se muestra en la figura 67.

### Diseño de placa base

Para este caso el área del pedestal está cubierta por la plancha, por lo que la carga axial aplicada en la plancha es (ver ecuación 52):

$$P_p = 0.85 f'_c A \quad \dots( 52 )$$

$$P_p = 0.85 \times 210 \times (40 \times 25) = 178.5 \text{ t}$$

Esta carga aplicada a la plancha debe ser capaz de transmitir los esfuerzos al pedestal de concreto, entonces se debe de cumplir que (ver ecuación 53):

$$\Phi_c.P_p \geq P_u \quad \dots( 53 )$$

Del análisis de la columna ubicada en el eje B2, se obtiene que el  $P_u$ .

$$P_u = 22.82 \text{ t}$$

$$\Phi_c.P_p = 107.1 \text{ t}$$

Entonces:

$$\Phi_c.P_p = 107.1 \text{ t} \geq P_u = 22.82 \text{ t}$$

Se obtiene los datos de las cargas aplicadas a la columna:

$$P_D = 14.55 \text{ t} \quad P_L = 7.37 \text{ t}$$

$$M_D = 0.03 \text{ t.m} \quad M_L = 0.02 \text{ t.m}$$

Fuerzas requeridas en el análisis:

$$P_u = 1.2 \cdot 14.55 + 1.6 \cdot 7.37 = 29.25 \text{ t}$$

$$M_u = 1.2 \cdot 0.03 + 1.6 \cdot 0.02 = 0.068 \text{ t.m}$$

Excentricidad

$$e = M_u / P_u = 0.068 / 29.25$$

$$e = 0.20 \text{ cm}$$

$$N/6 = 40/6 = 6.67 \text{ cm}$$

$$\text{Luego: } 0 < e = 0.20 \text{ cm} < N/6 = 6.67 \text{ cm}$$

Resistencia del concreto por ancho (ver ecuación 54)

$$q = 0.51 \cdot f'_c \cdot B \cdot \sqrt{(A_2 / A_1)} \quad \dots (54)$$

$$q = 0.51 \cdot 210 \cdot 25 \cdot 1 = 2.69 \text{ t/cm}$$

Longitud de apoyo (ver ecuación 55)

$$Y = (N - 2e) \quad \dots (55)$$

$$Y = (40 - 2 \cdot 0.20) = 39.6 \text{ cm}$$

Cálculo del esfuerzo axial requerido (ver ecuación 56)

$$P_u \leq 0.60 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot B \cdot \sqrt{(A_2 / A_1)} \leq 0.60 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot B \cdot Y \quad \dots (56)$$



$$\rightarrow P_u = 29.25 \text{ t}$$

$$\rightarrow 0.60 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot B \cdot \sqrt{A_2 / A_1} = 107.1 \text{ t}$$

$$\rightarrow 0.60 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot B \cdot Y^2 = 214.2 \text{ t}$$

Luego:  $29.25 \text{ t} < 107.11 \text{ t} < 214.2 \text{ t} \dots$  Cumple

Determinar  $A_H$ ,  $C$  y  $t_p$

Cálculo de  $P_o$

$$P_o = P_u / (B \cdot N) \cdot b_f \cdot d \quad \dots (57)$$

$$P_o = 29.25 \text{ t} / (40 \cdot 25) \cdot 13.2 \cdot 25.4 = 9.81 \text{ t}$$

Cálculo de  $A_H$  (Ver ecuación 58)

$$A_H = \frac{P_o}{0.6 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot \sqrt{\frac{A_2}{b_f \cdot d}}} \geq \frac{P_o}{0.6 \cdot (1.7 \cdot f'_c)} \quad \dots (58)$$

$$A_H = 9.81 / (0.6 \cdot 0.85 \cdot 0.21 \cdot 1.73) \geq 9.81 / (0.6 \cdot 1.7 \cdot 0.21)$$

$$A_H = 53.04 \geq 45.80$$

Cálculo de  $C$  (ver ecuación 59)

$$c = 0.25 \left( d + b_f - \sqrt{(d + b_f)^2 - 4A_H} \right) \quad \dots (59)$$

$$c = 0.25 (25.4 + 13.2 - \sqrt{(25.4 + 13.2)^2 - 4 \cdot 53.04}) = 0.71$$

Espesor de la placa base (ver ecuación 60 y 61)

$$(a) = \sqrt{\frac{2 \cdot P_u}{B \cdot N \cdot \phi \cdot b \cdot F_y}} \quad \dots (60)$$

$$t = 0.16 \text{ cm}$$

$$(b) = \sqrt{\frac{2 * P_o}{\phi b * F_y * A_H}} \quad \dots(61)$$

$$t = 0.40 \text{ cm}$$

Luego:

$$t_1 = m * (a) = 7.94 * 0.16 = 1.27 \text{ cm}$$

$$t_2 = n * (a) = 7.22 * 0.16 = 1.16 \text{ cm}$$

$$t_3 = c * (b) = 0.71 * 0.40 = 0.28 \text{ cm}$$

Usar PL 40x25x2mm

La figura 68 muestra el detalle de la placa base en el pedestal.

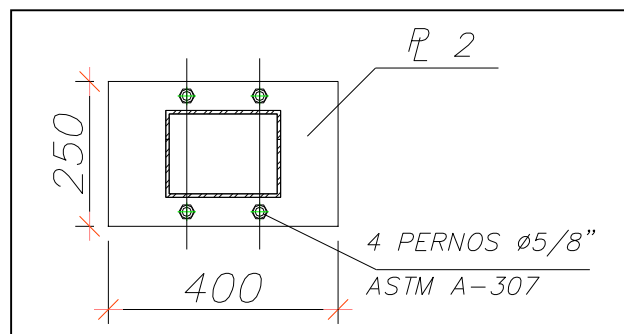


Figura 68 Detalle placa base

### 3.11 Diseño de pedestal

Luego que la carga de la columna es transmitida a la plancha de apoyo, ésta es aplicada al pedestal. Este separa el contacto entre el terreno y la

columna de acero. Se calculará el pedestal de la columna ubicada en el eje B2.

Predimensionamiento del pedestal

Cargas axiales:

$$P_d = 14.65 \text{ t} \quad P_l = 7.37$$

Esfuerzo del concreto para secciones en compresión:

$$\sigma_c = 0.35 \cdot f'_c = 0.35 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2 = 73.5 \text{ kg/cm}^2 = 0.0735 \text{ t/cm}^2$$

$$A_{\text{pedestal}} = (P_d + P_l) / \sigma_c$$

$$A_{\text{pedestal}} = (14.65 + 7.37) / 0.0735 = 300 \text{ cm}^2$$

Las dimensiones del pedestal dependen de la sección de la columna metálica.

Dimensiones de la columna:

$$B = 25.40 \text{ cm} \quad H = 13.28 \text{ cm}$$

Se propone una sección de 40 x 25 cm

$$\text{Área pedestal} = 40 \times 25 = 1000 \text{ cm}^2 > 300 \text{ cm}^2 \dots \text{Cumple}$$

La norma peruana indica que para superficies con aplastamiento se debe de cumplir la siguiente relación (ver ecuación 62):

$$\Phi B_n \geq B_u \quad \dots(62)$$

Donde  $\Phi B_n$  está dada por la expresión 63

$$\Phi B_n = 0.85 f'_c A_1 \quad \dots(63)$$

$$\Phi B_n = 0.85 \cdot 210 \cdot (25 \cdot 40) = 124.95 \text{ t}$$

Se obtiene del análisis

$$B_u = 22.82 \text{ t}$$

Se verificó la ecuación 34:

$$\Phi B_n = 124.95 \text{ t} \geq B_u = 22.82 \text{ t} \dots \text{Cumple}$$

Área de acero

$$A_s = 0.01 \cdot 25 \cdot 40 = 10 \text{ cm}^2$$

La figura 69 muestra la elevación del pedestal y su refuerzo respectivo.

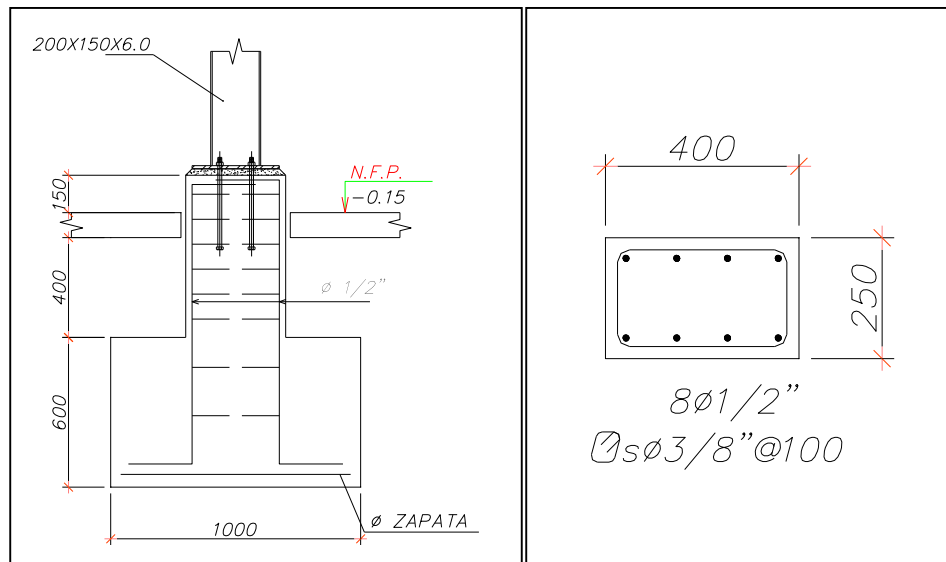


Figura 69 Elevación y refuerzo del pedestal respectivamente

### 3.12 Diseño de zapata

La zapata transmite la carga de la estructura al terreno, por lo tanto se diseñará al igual que se diseñó en la parte de Diseño en Concreto.

Dato del tipo de suelo en donde se ubica la estructura (Ver anexo 1):

$$\sigma = 4 \text{ kg/m}^2$$

Tomando las cargas del eje 2D

Hallamos el esfuerzo reducido del suelo

$$\sigma_{\text{red}} = 0.9 \cdot 4 \cdot 10 = 36 \text{ t/m}^2$$

Se procede a hallar el área de la zapata requerida por las fuerzas aplicadas de acuerdo a la resistencia del suelo:

$$A_{\text{zap}} = (P_d + P_l) / \sigma_{\text{red}} = (11.43 + 5.69) / 36 = 0.515 \text{ m}^2$$

Probamos con las dimensiones:  $B = 1.00 \text{ m}$  y  $L = 1.00 \text{ m}$

Con estas nuevas dimensiones se tiene que el área de la zapata es  $1.00 \text{ m}^2$

Cálculo de las presiones máximas y mínimas, sin tomar en cuenta en sismo, según estas nuevas dimensiones [11].

$$\sigma_{\max} = \frac{(Pd+Pl)}{(B.L)} + 6 * \frac{(Mdx+Mlx)}{(L*B^2)} + 6 * \frac{(Mdy+Mly)}{(L^2*B)} \quad \dots( 22 )$$

$$\sigma_{\max} = \frac{(11.43 + 5.69) * 1.05}{(1.00 * 1.00)} + 6 * \frac{(0.00 + 0.00)}{(1.00 * 1.00^2)} + 6 * \frac{(0.17 + 0.09)}{(1.00^2 * 1.00)}$$

$$\sigma_{\max} = 21.25 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{(11.43 + 5.69) * 1.05}{(1.00 * 1.00)} - 6 * \frac{(0.00 + 0.00)}{(1.00 * 1.00^2)} - 6 * \frac{(0.17 + 0.09)}{(1.00^2 * 1.00)}$$

$$\sigma_{\min} = 18.13 \text{ t/m}^2$$

La figura 70 muestra la distribución de presiones en la zapata aislada.

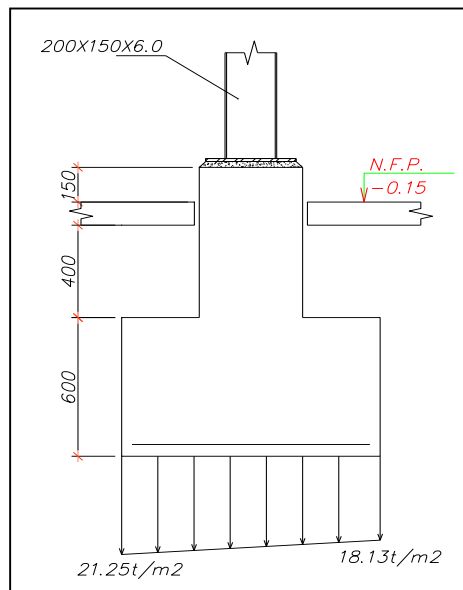


Figura 70 Distribución de presiones en la zapata

Cálculo los esfuerzos máximos considerando el sismo en X y el sismo en Y.

Considerando sismo en X:

$$\sigma \max = \frac{(Pd+Pl+Psx)}{(B.L)} + 6 * \frac{(Mdx+Mlx+Msx)}{(L*B^2)} + 6 * \frac{(Mdy+Mly)}{(L^2*B)} \quad \dots( 22 )$$

$$\sigma \max = \frac{(11.43 + 5.69 + 0.11) * 1.05}{(1.00 * 1.00)} + 6 * \frac{(0.00 + 0.00 + 0.00)}{(1.00 * 1.00^2)} + 6 * \frac{(0.17 + 0.09)}{(1.00^2 * 1.00)}$$

$$\sigma_{\max} = 21.37 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma \min = \frac{(11.43 + 5.69 + 0.11) * 1.05}{(1.00 * 1.00)} - 6 * \frac{(0.00 + 0.00 + 0.00)}{(1.00 * 1.00^2)} - 6 * \frac{(0.17 + 0.09)}{(1.00^2 * 1.00)}$$

$$\sigma_{\min} = 18.25 \text{ t/m}^2$$

Considerando sismo en Y:

$$\sigma \max = \frac{(Pd+Pl+Psy)}{(B.L)} + 6 * \frac{(Mdx+Mlx)}{(L*B^2)} + 6 * \frac{(Mdy+Mly+Msy)}{(L^2*B)} \quad \dots( 22 )$$

$$\sigma \max = \frac{(11.43 + 5.69 + 0.51) * 1.05}{(1.00 * 1.00)} + 6 * \frac{(0.00 + 0.00)}{(1.00 * 1.00^2)} + 6 * \frac{(0.17 + 0.09 + 0.00)}{(1.00^2 * 1.00)}$$

$$\sigma_{\max} = 21.83 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{(11.43 + 5.69 + 0.51) * 1.05}{(1.00 * 1.00)} - 6 * \frac{(0.00 + 0.00)}{(1.00 * 1.00^2)} - 6 * \frac{(0.17 + 0.09 + 0.00)}{(1.00^2 * 1.00)}$$

$$\sigma_{\min} = 18.71 \text{ t/m}^2$$

El esfuerzo máximo a utilizar en los cálculos es el máximo entre los esfuerzos amplificados máximos calculados con y sin sismo.

Esfuerzo máximo calculado sin sismo: 22.62 t/m<sup>2</sup>

$$\sigma_u = 1.6 * 21.25 = 34.00 \text{ t/m}^2$$

Esfuerzo máximo calculado con sismo: 44.88 t/m<sup>2</sup>

$$\sigma_u = 1.25 * 21.83 = 27.29 \text{ t/m}^2$$

Esfuerzo máximo a utilizar en los cálculos: 34.00 t/m<sup>2</sup>

### Diseño por flexión

El momento de diseño se calcula a la cara de la columna:

$$M_u = 34.00 * 1.00 * 0.30^2 / 2 = 1.53 \text{ t.m}$$

$$A_s = 1.12 \text{ cm}^2$$



En la otra dirección

$$A_s \text{ requerido} = 1.4/1 * 9.79 = 13.70 \text{ cm}^2$$

Refuerzo a colocar

$$\gamma_s = 2/(\beta+1) ; \text{ donde } \beta = 1.4/1.0 = 1.4$$

$$\gamma_s = 0.83$$

$$A_s = 11.42 \text{ cm}^2$$

### Diseño por corte

Cortante de diseño en la sección crítica:

$$V_u = 34.00 * 0.15 * 1.00 = 28.49 \text{ t}$$

Corte resistente

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b.d$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 50 = 38.40 \text{ t}$$

$$\Phi V_c = 0.85 * 38.40 = 32.64 \text{ t}$$

Se debe cumplir que  $V_u \leq \Phi V_c$

$$V_u = 28.49 \text{ t} \leq \Phi V_c = 32.64 \text{ t} \dots \text{OK}$$

### Punzonamiento

Se asume un peralte  $d=0.50$  m

La sección crítica de encuentra a una distancia de  $d/2 = 0.25$ m

$$b_o = 2*(0.40+0.25+0.25)+2*(0.25+0.25+0.25)$$

$$b_o = 3.30\text{m}$$

Cortante de diseño por punzonamiento

$$V_u = V_i = V_t - V_{ii}$$

$$V_u = 34.00*1.00*1.00 - 34.00* 0.90*0.75$$

$$V_u = 11.05 \text{ t}$$

Corte resistente al punzonamiento

$$V_c = (0.53 + 1.1/\beta_c) \sqrt{f_c} . b_o . d ; \text{ donde } \beta_c = 0.60/0.20 = 3$$

$$V_c = (0.53 + 1.1/3) \sqrt{210} . 330 . 50 = 291.11 \text{ t}$$

$$\Phi V_c = 0.85 * 233.89 \text{ t} = 198.81 \text{ t}$$

Se debe de cumplir que  $V_u \leq \Phi V_c$

$$V_u = 11.05 \text{ t} \leq 198.81 \text{ t} \dots \text{ Cumple}$$

### 3.13 Diseño escalera

Para la estructuración de la escalera se empleó tubos de 10cm x 10cm x 0.45cm para las columnas y para los demás elementos canales de 6" x 8.2 (Ver anexo 4)

#### Tramo 1

El tramo 1 (ver figura 71) se apoya en la cimentación de la escalera y en el tubo de 100x100x4.5mm colocado para soportar el descanso que se encuentra en el N+1.30

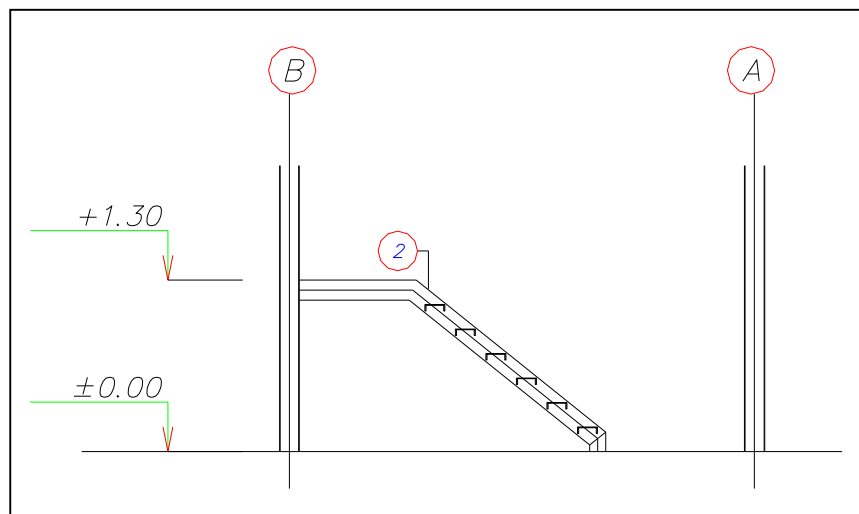


Figura 71 Elevación escalera- Tramo 1

### Tramo 2 - Típico

El tramo 2 (ver figura 72) se apoya en los tubos colocado es el eje A y B.

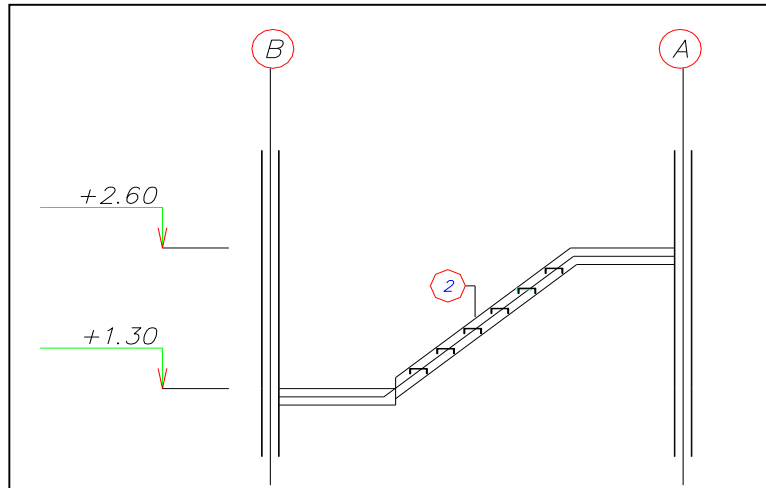


Figura 72 Elevación escalera – Tramo 2

### Tramo 3 - Típico

El tramo 3 (ver figura 73) se apoya en el tubo que se encuentra en ambos descansos de la escalera.

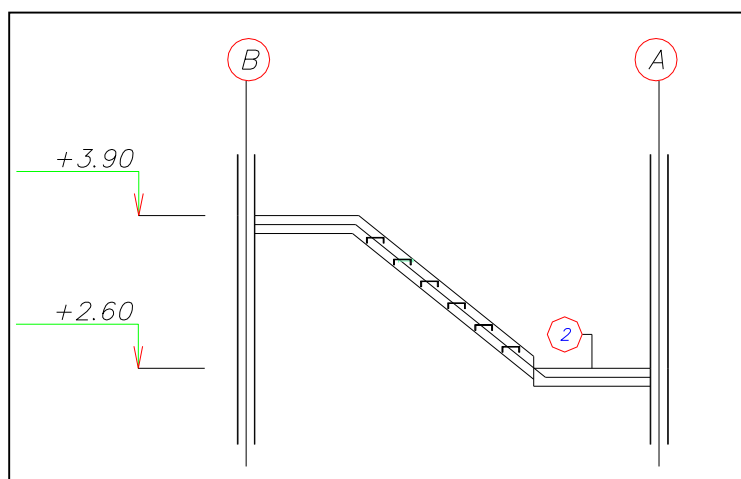


Figura 73 Elevación escalera – Tramo 3

## CAPITULO 4

### **ESTUDIO COMPARATIVO DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS ENTRE LOS 2 SISTEMAS ESTRUCTURALES**

#### **4.1 Introducción**

Luego de haber diseñado el edificio tanto en concreto armado como en acero, se realiza un metrado de estos edificios para poder comparar los costos de ambos diseños en cascos.

Para el estudio de factibilidad de las estructuras de acero para viviendas multifamiliares se desarrollará a continuación el presupuesto en estructuras de ambos edificios, así como la programación de obra de cada edificio.

#### **Ventajas y Desventajas**

Concreto

A continuación se presenta la tabla 29 con las ventajas y las desventajas que presenta el concreto armado.

CONCRETO ARMADO	
VENTAJAS	DESVENTAJAS
<p>Durable a lo largo del tiempo</p> <p>Gran resistencia a la compresión.</p> <p>Resistente al efecto del agua.</p> <p>Se le puede dar la forma que uno desee.</p> <p>Confiere carácter monolítico</p> <p>No requiere mano de obra muy calificada.</p>	<p>Poca resistencia a la tracción.</p> <p>Requiere encofrado (habilitación, vaciado, desencofrado).</p> <p>No puede cubrir grandes luces sin aumentar secciones.</p> <p>Permanente control de calidad.</p>

Tabla 29 Ventajas y Desventajas del Concreto Armado

### Acero estructural

A continuación se presenta la tabla 30 con las ventajas y las desventajas que presenta el acero estructural.

ACERO ESTRUCTURAL	
VENTAJAS	DESVENTAJAS
<p>Alta resistencia</p> <p>Uniformidad</p> <p>Elasticidad</p>	<p>Costo protección contra el fuego.</p> <p>Susceptibilidad al pandeo</p> <p>Fatiga</p>

Ductilidad	Fatiga frágil.
Ampliación de estructuras existentes.	
Facilidad al unir diversos miembros mediante las conexiones.	
Rapidez de montaje.	
Reuso posible después de desmontar la estructura.	

Tabla 30 Ventajas y Desventajas del Acero Estructural

## 4.2 Presupuesto

### 4.2.1 Presupuesto Concreto armado

El presupuesto de concreto armado, consiste en obtener el precio de las estructuras del edificio diseñado en el capítulo 2.

PARTIDAS	UNIDAD	METRADO	P.U.	PARCIAL
<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>				<b>4,880.15</b>
EXCAVACIÓN MANIAL PARA ZAPATAS	m3	31.42	63.80	2,004.60
EXCAVACIÓN MANUAL DE ZANJAS PARA CIMENTOS	m3	20.95	63.80	1,336.61
RELLENO CON MATERIAL PROPIO	m3	21.29	21.25	452.45
NIVELACIÓN INTERIOR APISONADO MANUAL	m2	116.97	3.64	425.46
ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE PRODUCTO DE LA EXCAVACIÓN	m3	31.09	21.26	661.04

<b>CONCRETO SIMPLE</b>				<b>9,556.69</b>
CONCRETO CIMIENTOS CORRIDOS MEZCLA 1:10 CEMENTO-HORMIGON 30% PIEDRA	m3	20.68	167.68	3,467.64
CONCRETO SOBRECIMIENTOS MEZCLA 1:8 + 25% P.M.	m3	6.31	267.51	1,687.97
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE SOBRECIMIENTO h=0.40 m	m2	63.15	27.13	1,712.99
FALSO PISO e=0.10m	m2	116.97	22.98	2,688.09
<b>CONCRETO ARMADO</b>				<b>132,868.18</b>
<b>ZAPATAS</b>				<b>3,216.41</b>
CONCRETO PREMEZCLADO ZAPATAS f <sub>c</sub> =210 kg/cm <sup>2</sup>	m3	4.05	283.84	1,149.56
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	m2	28.00	60.70	1,699.72
ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm <sup>2</sup> GRADO 60	kg	95.78	3.83	367.13
<b>CIMENTACION ARMADA</b>				<b>9,250.85</b>
CONCRETO PREMEZCLADO CIMENTACIONES f <sub>c</sub> = 210 kg/cm <sup>2</sup>	m3	14.06	285.83	4,018.75
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE CIMIENTO ARMADO	m2	47.30	60.70	2,871.31
ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm <sup>2</sup> GRADO 60	kg	615.90	3.83	2,360.79



PLACAS				13,283.13
CONCRETO PREMEZCLADO PLACAS $f_c=210$ kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	10.25	421.72	4,322.60
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL DE PLACAS	m <sup>2</sup>	111.32	55.77	6,208.54
ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm <sup>2</sup> GRADO 60	kg	711.68	3.87	2,751.99
COLUMNAS				30,488.68
CONCRETO PREMEZCLADO COLUMNAS $f_c=210$ kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	18.04	488.54	8,813.30
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO COLUMNAS	m <sup>2</sup>	255.20	47.63	12,154.46
ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm <sup>2</sup> GRADO 60	kg	2,435.07	3.91	9,520.92
VIGAS				34,107.91
CONCRETO PREMEZCLADO VIGAS $f_c=210$ kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	19.26	331.51	6,384.94
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGAS	m <sup>2</sup>	256.80	54.99	14,120.74
ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm <sup>2</sup> GRADO 60	kg	3,243.49	4.19	13,602.22
LOSAS ALIGERADAS				35,061.37
CONCRETO LOSAS ALIGERADA $f_c=210$ kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	27.45	340.50	9,346.79
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE LOSAS ALIGERADA	m <sup>2</sup>	294.30	30.98	9,118.43

ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm <sup>2</sup> GRADO 60	kg	3,320.55	3.82	12,668.78
LADRILLO HUECO 15X30X30	und	2,452.00	1.60	3,927.37
<b>ESCALERAS</b>				<b>7,459.83</b>
CONCRETO PREMEZCLADO ESCALERA f'c=210 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	8.02	443.51	3,556.99
ENCOFRADO Y DEENCOFRADO EN ESCALERA	m <sup>2</sup>	44.69	57.98	2,591.29
ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm <sup>2</sup> GRADO 60	kg	340.29	3.85	1,311.55
<b>SUB TOTAL</b>			<b>S/.</b>	<b>147,305.02</b>

Tabla 31 Presupuesto del edificio en concreto armado

Luego de obtener el presupuesto del edificio diseñado en concreto armado (ver tabla 31), se obtiene el precio por metro cuadrado.

Total área techada = 399m<sup>2</sup>

Precio por m<sup>2</sup> = S/. 147,305.02/ 399

Precio por m<sup>2</sup> = S/. 369.19 ≈ \$131.85

## 4.2.2 Presupuesto Acero

El presupuesto en acero consiste en obtener el precio de las estructuras del edificio diseñado en el capítulo 3.

PARTIDAS	UNIDAD	METRADO	P.U.	PARCIAL
<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>				<b>3,614.80</b>
EXCAVACIÓN MANIAL PARA ZAPATAS	m3	18.42	63.80	1,175.20
EXCAVACIÓN MANUAL DE ZANJAS PARA CIMENTOS	m3	20.23	63.80	1,290.67
RELLENO CON MATERIAL PROPIO	m3	10.92	21.25	232.05
NIVELACIÓN INTERIOR APISONADO MANUAL	m2	116.97	3.64	425.77
ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE PRODUCTO DE LA EXCAVACIÓN	m3	23.10	21.26	491.11
<b>CONCRETO SIMPLE</b>				<b>8,466.48</b>
CONCRETO CIMENTOS CORRIDOS MEZCLA 1:10 CEMENTO-HORMIGON 30% PIEDRA	m2	12.14	167.68	2,035.64
CONCRETO SOBRECIMENTOS MEZCLA 1:8 + 25% P.M.	m3	8.87	267.51	2,372.81
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE SOBRECIMIENTO h=0.30 m	m2	50.50	27.13	1,370.07
FALSO PISO e=0.10 m	m2	116.97	22.98	2,687.97
<b>ACERO ESTRUCTURAL</b>				<b>242,250.51</b>
<b>ZAPATAS</b>				<b>6,509.38</b>
CONCRETO PREMEZCLADO ZAPATAS $f_c=210$	m3	10.93	285.82	3,124.01

kg/cm2				
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	m2	40.29	60.70	2,445.60
ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	245.37	3.83	939.77
PEDESTAL				4,118.69
CONCRETO PREMEZCLADO PEDESTAL f'c=210 kg/cm2	m3	1.36	285.82	388.72
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE PEDESTAL	m2	8.40	60.70	509.88
ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	374.59	3.83	1,434.68
PLACA BASE	m2	2.10	10.20	21.42
PERNOS DE ANCLAJE	und	84.00	21.00	1,764.00
COLUMNAS				69,282.89
COLUMNAS METÁLICAS	kg	6,792.44	10.20	69,282.89
VIGAS				98,537.10
VIGAS METÁLICAS	kg	9,660.50	10.20	98,537.10
ARRIOSTRES				26,170.75
ARRIOSTRES METÁLICOS	kg	2,565.76	10.20	26,170.75
LOSA COLABORANTE				31,920.00
LOSA COLABORANTE	kg	399.00	80.00	31,920.00
ESCALERAS				5,711.69

PERFILES METÁLICOS	kg	559.97	10.20	5,711.69
<b>SUB TOTAL</b>			<b>S/.</b>	<b>254,331.79</b>

Tabla 32 Presupuesto del edificio en acero estructural

Luego de obtener el presupuesto del edificio diseñado en concreto armado (ver tabla 32), se obtiene el precio por metro cuadrado

Total área techada = 399 m<sup>2</sup>

Precio por m<sup>2</sup> = S/. 254,331.79 / 399m<sup>2</sup>

Precio por m<sup>2</sup> = S/. 637.42 ≈ \$227.65

## 4.3 Programación de obra

Para calcular el tiempo que se empleará para poder realizar el edificio se utilizó el programa de computación Project.

### 4.3.1 Concreto Armado

Se realizó la programación del edificio diseñado en concreto armado en el programa project, obteniendo así un tiempo estimado de 135 días, que incluyen las partidas de movimiento de tierras, obras de concreto simple y obras de concreto armado, como se muestra en la figura 74.

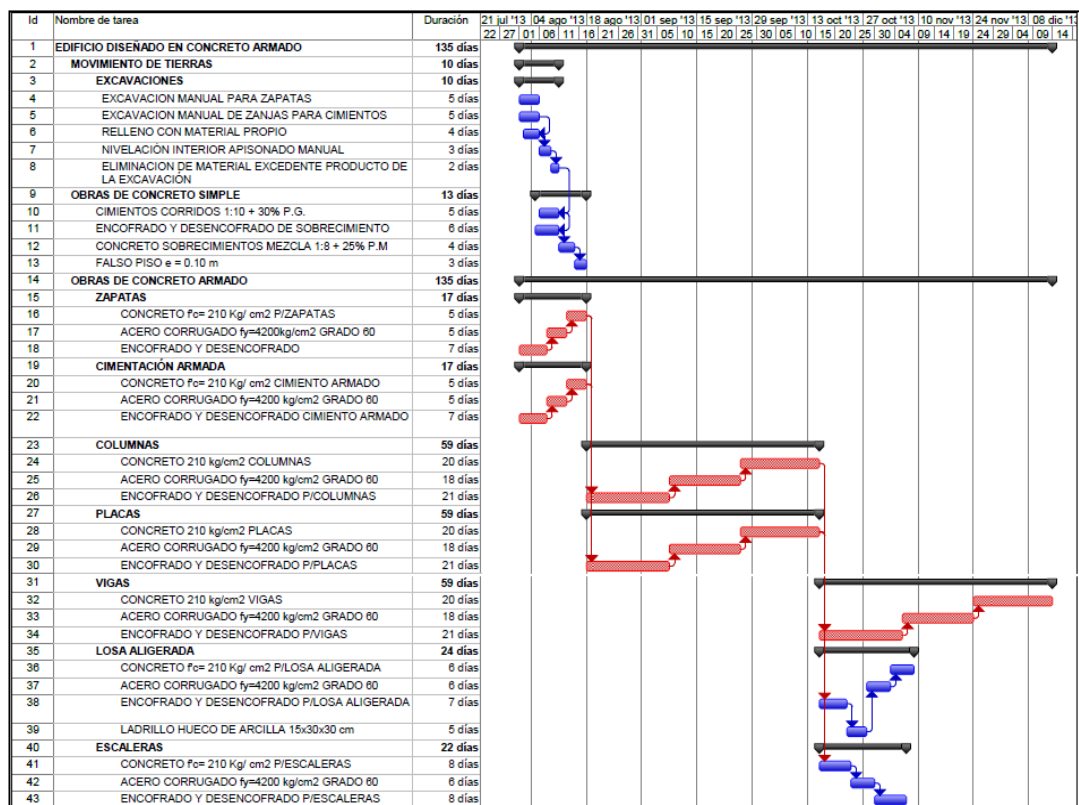


Figura 74 Programación del edificio en concreto armado

### 4.3.2 Acero Estructural

Se realizó la programación del edificio diseñado en acero estructural en el programa project, obteniendo así un tiempo estimado de 47 días, que incluyen las partidas de movimiento de tierras, obras de concreto simple, obras de concreto armado y acero estructural, como se muestra en la figura 75.

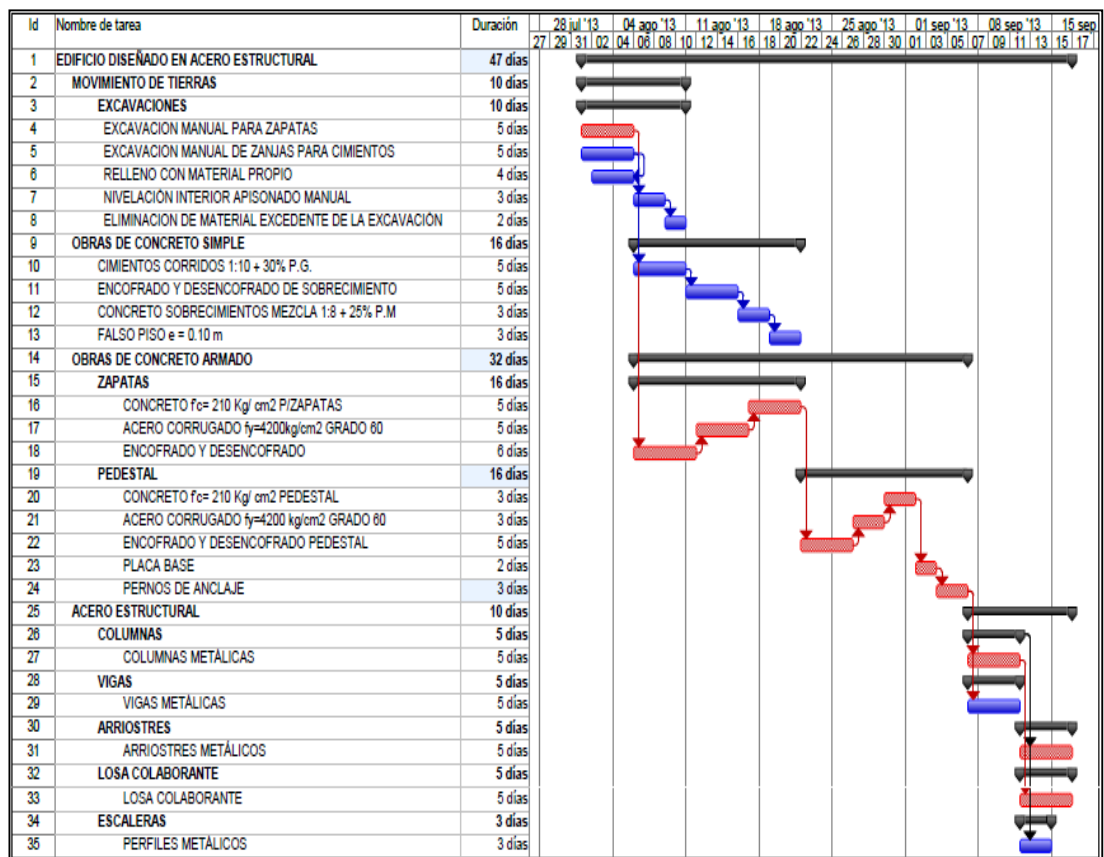


Figura 75 Programación del edificio en acero estructural

## 4.4 COMPARACIÓN DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES

En la tabla 33 se comparan las características de ambos materiales de lo analizado en los capítulos anteriores.

<b>SISTEMA ESTRUCTURAL</b>		
	<b>CONCRETO</b>	<b>ACERO</b>
<b>Mano de Obra</b>	No requiere mano de obra muy calificada	Requiere de mano de obra calificada
<b>Encofrado</b>	Incluye habilitación, vaciado y desencofrado	No requiere encofrado
<b>Tiempo</b>	Requiere más tiempo para la ejecución de la estructura	El montaje de la estructura no implica un tiempo considerable.
<b>Agua</b>	Es resistente al agua	No es resistente al agua
<b>Mantenimiento</b>	Menor costo de mantenimiento	Costo alto de mantenimiento
<b>Precio</b>	Menor precio	Aproximadamente triplica el precio del concreto
<b>Acabado</b>	Requiere control continuo al momento del vaciado, vibrado	Acabado uniforme, debido a los perfiles fabricados.
<b>Reciclaje</b>	No es un material reciclable.	Es un material reciclable

Tabla 33 Comparación sistemas estructurales



Del análisis estructural se obtiene lo siguiente: en la tabla 34 se puede observar la comparación de los desplazamientos, distorsión y cortante de ambos materiales.

ITEM	Dirección	Desplazamiento (cm)	Distorsión	y <sub>max</sub> /y <sub>lim</sub> (%)	Cortante (t)
CONCRETO	X	2.88	0.003	42.9%	65.33
	Y	5.11	0.006	85.7%	56.00
ACERO	X	3.25	0.003	30.0%	26.40
	Y	3.62	0.004	40.0%	31.31

Tabla 34 Desplazamientos y Distorsión

Pesos de los elementos estructurales se muestran en la tabla 35 que compara los pesos y dimensiones de las secciones empleadas en el diseño.

		DIMENSIONES	
ELEMENTOS		CONCRETO	ACERO
Columnas	b x d [cm]	20 x 60	15 x 20
Vigas	b x d[cm]	20 x 30	13 x 20
Losa	e [cm]	20	12
Peso	[t]	300.48	162.00

Tabla 35 Pesos de los elementos estructurales

## Resistencia versus la Demanda

A continuación se presenta una comparación de la resistencia calculada versus la demanda del edificio de acero estructural.

Se observa que el desempeño del acero es muy alto.

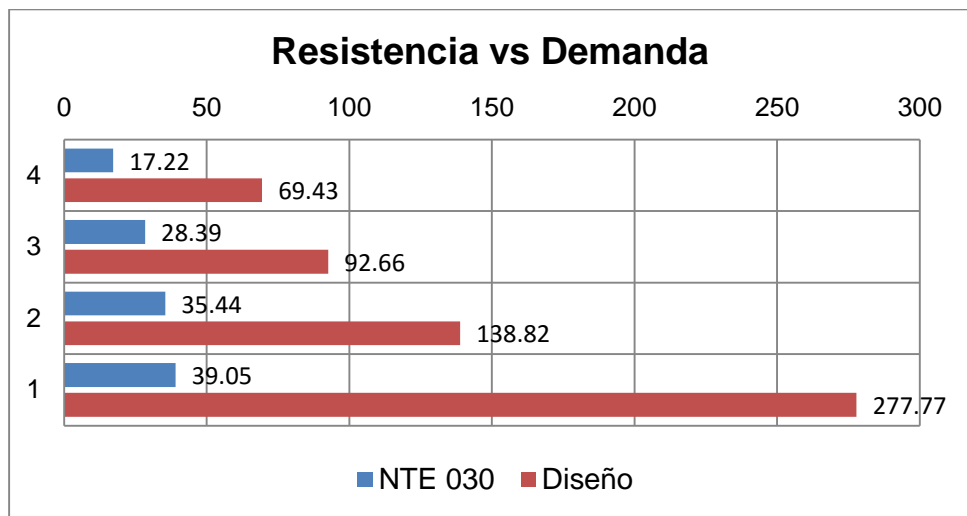


Figura 76 Gráfico comparativo del cortante de la norma y del diseño

En la figura 76, las barras azules representan el cortante estático calculado inicialmente, y las barras representan el cortante debido al momento plástico producido por una falla que se asume.

La tabla 36 muestra el precio de los edificios de concreto y de acero.

MATERIAL	CONCRETO	ACERO
Precio total (S/.)	147,305.02	254,331.79
Costo por m2	369.19	637.42
Tiempo de construcción (días)	135	47

Tabla 36 Precio de los edificios

Se calculó el costo por 88 días que es la diferencia de tiempo de ejecución, presentado en la tabla 37.

Costo por 88 días				
Mano de obra		S/.	h	Total
Soldador	HH	22.10	704	15558.4
Operario	HH	17.00	704	11968.0
Equipos				
Maquina de soldar trifasica	HM	11.2	704	7884.8
Camión Grúa	HM	100	704	70400.0
				<b>S/. 105,811.20</b>

Tabla 37 Precio en la diferencia de tiempo

Precio Total Acero – Ahorro en 27 días = S/. 254,331.79 – S/.105,811.20

Precio Acero = S/. 148,520.59

Costo por m2 = S/. 372.23 ≈ \$ 132.94

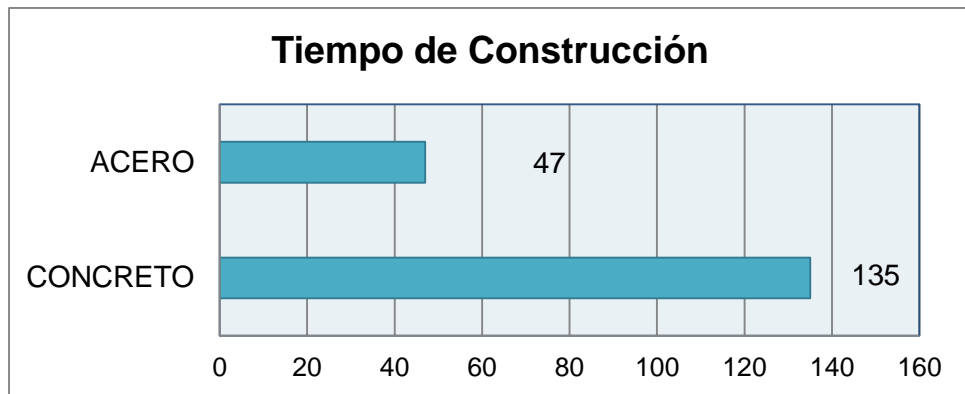


Figura 77 Tiempo de Construcción en Cascos

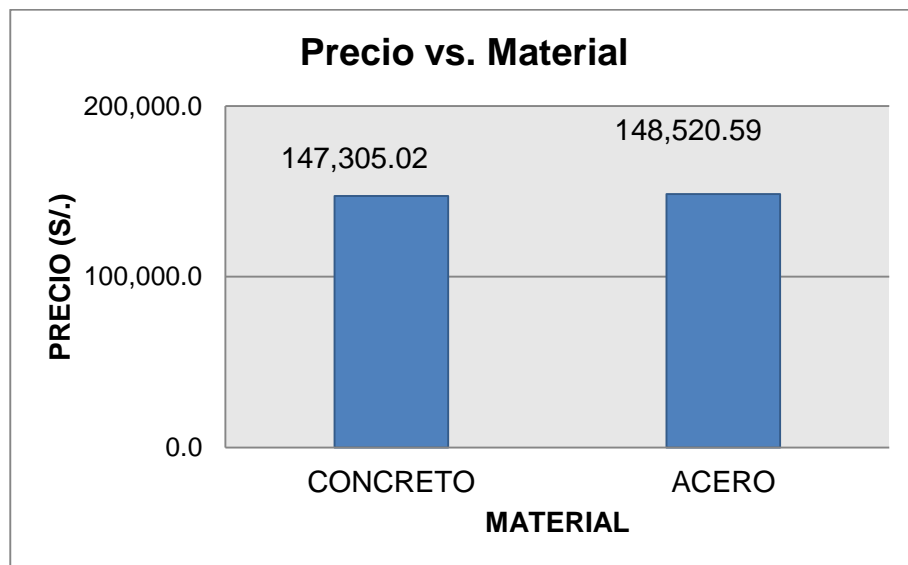


Figura 78 Precio vs Material

La diferencia en tiempos de construcción se representa en la figura 77 y la diferencia de ambos precios en la figura 78, la cual es de:

S/.148,520.59 – S/.147,305.02

$\Delta$ precio = S/.1,215.57

Lo cual indica que el diseño en acero estructural sería un porcentaje de 0.4 % más caro que el diseño en concreto armado.

## 4.5 CONCLUSIONES

- a) De la tabla 34 de desplazamientos y distorsión se puede observar que el desempeño del acero es mucho mejor que el concreto, ya que, como se muestra en el cuadro la relación de su distorsión máxima comparada con la límite es menor.
- b) Las dimensiones de los elementos estructurales son menores en la de acero, como se muestra en la tabla 35 de pesos de las secciones.
- c) Si bien el precio del acero es mayor que el concreto, la diferencia de tiempo de ejecución de obra produce un ahorro considerable.
- d) Debido al poco tiempo de construcción del edificio de acero, hace que se puedan empezar otras partidas.
- e) Luego de haber concluido con el diseño, metrado, presupuesto y cronograma del edificio anterior, se puede concluir que el uso de las estructuras metálicas para el diseño de viviendas multifamiliares es factible.
- f) Tanto en concreto como el acero presentan ventajas y desventajas, las cuales fueron mencionadas, esto no significa que un material descarte al otro sino que ambos materiales se presentan como opción en la construcción.
- g) La idea de presentar edificios de acero también lleva a la parte del cuidado del medio ambiente, como se mencionó el acero es un material reciclable, a diferencia del concreto que no vuelve a tomar sus características iniciales.

## RECOMENDACIONES

El presente trabajo deja abierta la posibilidad que se analice con más profundidad los siguientes puntos:

Procesos constructivos y los costos que éstos implican.

Acabados de ambas estructuras y costos que estos implican.

La conexión más eficiente en el diseño del acero.

## BIBLIOGRAFÍA

Mc Cormac, J. (1991), *Diseño de Estructuras de Acero, Método LRFD*. New York: Harper & Row.

Sencico, *Norma técnica de edificación E060 Concreto Armado* (2009) Julio. Reglamento Nacional de Edificaciones. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.

Sencico, *Norma técnica de edificación E020 Cargas* (1985) Junio. Reglamento Nacional de Edificaciones. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.

Sencico, *Norma técnica de edificación E030 Diseño Sismorresistente* (2003) Abril. Reglamento Nacional de Edificaciones. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.

Harmsen, T. (2002). *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*. Lima: Fondo Editorial Pontificia Universidad Católica del Perú.

Donayre, J. (2007). *Diseño de un Edificio de Departamentos*. Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú.

Normas Peruanas de Estructuras (1998). *Capítulo Peruano del ACI*. Lima.

Morales, R. (2012). *Diseño en Concreto Armado*. Lima: Hozlo

- Ottazzi G. (2011). *Diseño en Concreto Armado*. Lima: Capítulo Peruano ACI.
- Blanco, A. (1994). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. Lima: Capítulo de Ingeniería Civil, Consejo Departamental de Lima, Colegio de Ingenieros del Perú.
- Cruz, R. (2010). *Análisis y diseño de Cimentaciones*. Lima
- Manual of Steel Construction (2010). *Load and Resistance Factor Design*. American Institute of Steel Construction.
- Sencico, *Norma técnica de edificación E090 Estructuras Metálicas* (2006) Junio. Reglamento Nacional de Edificaciones. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
- Vinnakota, S. (2006), *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. México: McGraw-Hill Book Company.
- Zapata, L. (2004). *Diseño Estructural en Acero*. Lima.
- Tasaico, L. (2002). *Análisis y Diseño de un edificio alto de acero*. Tesis para Optar el título de Ingeniero Civil, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, Lima.
- Gutiérrez, Oswaldo, C. (2003), *Análisis y diseño comparativo entre un edificio de estacionamientos de concreto armado y de acero estructural*. Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Universidad Ricardo Palma.
- Bowles, J. (1980). *Structural Steel Design*. México: Mc Graw-Hill Book Company.
- Drake, Richard y Sharon, E. (1999). *Beam-Column Base Plate Design- LRFD Method* En. Engineering Journal of America Institute of Steel Construction, Vol. 36, 29-37.
- Grupo Constructivo (2014). *Suplemento Técnico*. Revista Constructivo, 16 (98), 201-231, Lima: Pull Creativo.
- Vásquez O. (2011). *Todo Sobre Presupuestos en Edificaciones*. Lima.
- Ramos, J. (2010). *Costos y Presupuestos en Edificaciones*. Lima: Cámara Peruana de la Construcción.

Aceros Arequipa, *Catálogo de Productos*. Tablas técnicas.

Acerodeck, *Catálogo de Productos*. Tablas técnicas.



## ANEXOS

### ANEXO 1.- ESTUDIO DE SUELOS

Los parámetros de resistencia al corte del suelo a muy baja presiones de confinamiento en los suelos granulares gruesos del Conglomerado de Loma consideran una cohesión que no se debe a ninguna adhesión entre las partículas o algún cementante que las una, sino mas bien a un entrapamiento mecánico entre las partículas grandes y pequeñas que constituyen el suelo granular grueso , es por ello que cuando este efecto se destruye por alteración de la estructura del suelo o humedecimiento continuo, las propiedades resistentes disminuyen o se anulan, produciéndose derrumbes, pérdida de soporte o deformaciones inadmisibles. Investigaciones llevadas a cabo (Carrillo Gil 1979, 1981, 1984, 1985, 1987, 1991) establecen que el parámetro mas importante en el diseño de taludes de excavaciones es la cohesión, siendo de importancia secundaria el valor del ángulo de fricción interna. Por el contrario, en el cálculo de capacidad portante de cimentaciones, el ángulo de fricción interna es lo más relevante. Se puntualiza también que para que un suelo movilice su resistencia al corte necesita deformarse, la movilización de  $c$  y  $\phi$  depende de la deformación unitaria del suelo.

La capacidad portante del terreno para cargas estática, ha sido evaluada de conformidad con los resultados obtenidos en el campo y en el laboratorio para los suelos de apoyo, considerándose que la presión de rotura de estos suelos granulares depende de las presiones iniciales de confinamiento y de su densidad relativa, principalmente. Bajo la aplicación de las teorías de la Mecánica de Suelos y comprobación por

los métodos de K. Terzaghi(1943), J. Brinch Hansen (1970) y G.G. Meyerhof (1982) se obtienen los siguientes criterios de cimentación:

Presión admisible del suelo 4.00 kg/cm<sup>2</sup>

Profundidad mínima de cimentación:

Variable de acuerdo a profundidad de sótano 4.00m a 7.00m

(La profundidad real será la necesaria para alojar los sótanos del proyecto)

Peso unitario promedio del suelo  $\gamma = 2.18 \text{ tn/m}^3$

Ángulo de fricción interna  $\phi = 38^\circ$

Tipo de Suelo S = S1 ; Tp = 0.4s

# ANEXO 2.- CÁLCULOS

## Memoria de Cálculo – Losa Aligerada

TIPO	1			2			3			4			5					
	1	2		1	2		1	2		1	2		1	2				
Cargas																		
Muerta (wd)	300	kg/m2		300	kg/m2		300	kg/m2		300	kg/m2		300	kg/m2		300	kg/m2	
Piso terminado	100	kg/m2		100	kg/m2		100	kg/m2		100	kg/m2		100	kg/m2		100	kg/m2	
Viva (wl)	200	kg/m2		200	kg/m2		200	kg/m2		200	kg/m2		200	kg/m2		200	kg/m2	
Tramo	1	2		1	2		1	2		1	2		1	2		1		
Longitud (m)	2.6	2.55		2.6	2.55		2.6	2.55		2.6	2.55		2.6	2.55		2.6	2.55	
Diseño flexión	izquierda	centro	derecha	izquierda	centro	derecha	izquierda	centro	derecha	izquierda	centro	derecha	izquierda	centro	derecha	izquierda	centro	derecha
Momento -	0.00	0.30	0.00	0.00	0.27	0.31	0.00	0.00	0.34	0.00	0.00	0.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Momento +	0.26	0.00	0.05	0.29	0.00	0.00	0.31	0.03	0.00	0.29	0.14	0.00	0.67	0.00	1.13	0.00	0.00	0.00
As - (cm2)	0.00	0.50	0.00	0.00	0.45	0.52	0.00	0.00	0.57	0.00	0.00	1.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
As+ (cm2)	0.44	0.00	0.08	0.49	0.00	0.00	0.52	0.05	0.00	0.49	0.24	0.00	1.13	0.00	1.90	0.00	0.00	0.00
As min (cm2)	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97
Diseño corte	izquierda	centro	derecha	izquierda	centro	derecha	izquierda	centro	derecha	izquierda	centro	derecha	izquierda	centro	derecha	izquierda	centro	derecha
Cortante +	0.00	0.74	0.23	0.00	0.76	0.48	0.57	0.00	0.61	0.56	0.00	0.87	0.77	0.00	0.00	0.00	0.00	1.08
Cortante -	0.51	0.57	0.00	0.55	0.37	0.80	0.00	0.17	0.81	0.00	0.36	1.12	0.00	1.08	0.00	0.00	0.00	0.00
ΦVc (t)	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14
Verificación	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

VIGAS	L (m)	MOMENTOS		AREA DE ACERO			AS MIN (cm2)	CORTANTE		Φvc (t)	Verificación	
		Izquierda	Centro	Derecha	As i	As c		As d	Izquierda		Derecha	Izquierda
VT-101	2.60	1.81	0.57	2.96	2.05	0.64	3.35	1.57	2.29	3.59	OK	OK
VT-102	4.30	3.22	1.43	3.15	3.64	1.62	3.56	3.23	3.32	3.59	OK	OK
VT-103	2.55	2.03	0.63	2.69	2.30	0.71	3.04	1.56	2.38	3.59	OK	OK
VT-104	3.75	2.41	1.23	2.42	2.72	1.39	2.74	2.08	2.06	3.59	OK	OK
VT-102A	4.30	3.34	1.39	3.34	3.78	1.57	3.78	3.36	3.40	3.59	OK	OK
VT-103A	2.55	3.52	0.37	2.83	3.98	0.42	3.20	2.80	2.26	3.59	OK	OK
VT-104A	3.75	2.39	0.38	2.19	2.70	0.43	2.48	0.40	0.34	3.59	OK	OK
VT-105	2.60	1.71	0.35	2.65	1.93	0.40	3.00	1.08	1.66	3.59	OK	OK
VT-106	4.30	3.95	2.16	3.25	4.47	2.44	3.67	2.16	2.34	3.59	OK	OK
VT-107	2.55	2.4	0.94	1.58	2.71	1.06	1.79	3.21	2.81	3.59	OK	OK
VT-108	2.60	2.41	0.17	3.55	2.72	0.19	4.01	2.69	2.78	3.59	OK	OK
VT-109	2.60	2.89	0.5	2.16	3.27	0.57	2.44	2.61	1.22	3.59	OK	OK
VT-110	1.55	2.05	0.61	3.68	2.32	0.69	4.16	1.93	3.53	3.59	OK	OK
VT-111	2.70	3.28	0.67	3.49	3.71	0.76	3.95	3.45	3.45	3.59	OK	OK
VT-112	2.60	2.55	0.19	2.43	2.88	0.21	2.75	3.32	3.24	3.59	OK	OK
VT-113	1.55	2.23	1.15	0.76	2.52	1.30	0.86	3.05	2.78	3.59	OK	OK
VT-114	2.70	0.95	0.30	1.90	1.07	0.34	2.15	1.16	1.63	3.59	OK	OK
VT-115	4.25	4.70	1.84	4.43	5.31	2.08	5.01	3.12	3.34	3.59	OK	OK
VT-116	2.60	2.34	0.12	1.81	2.65	0.14	2.05	1.14	1.12	3.59	OK	OK
VT-117	4.25	2.49	2.02	4.49	2.82	2.28	5.08	3.38	3.54	3.59	OK	OK

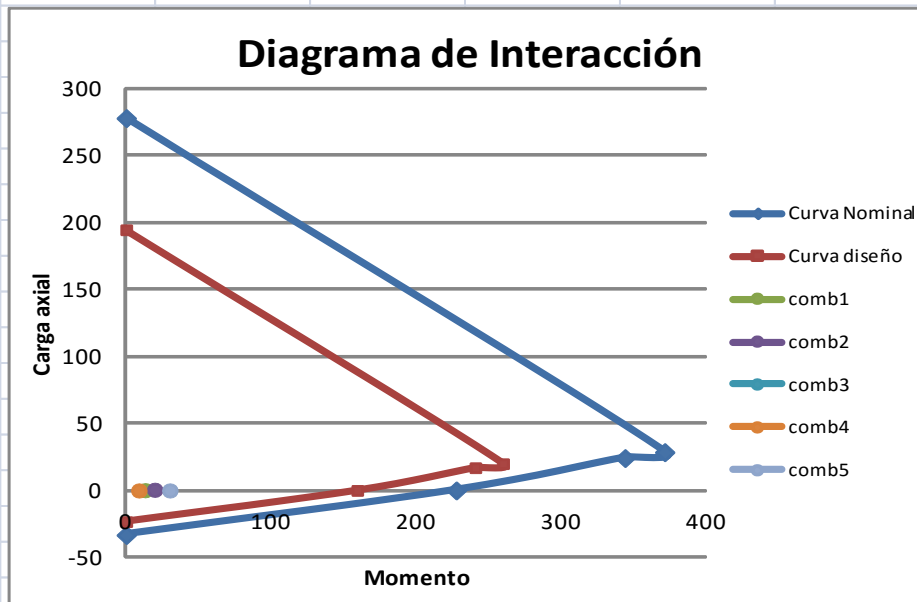
Memória de Cálculo – Vigas

Memória de Cálculo – Columnas

COLUMNA	B (cm)	H (cm)	CARGA AXIAL (t)					MOMENTO (t.m)					0.1 f'c Ag	Verificacion	As min cm2
			COMB1	COMB2	COMB3	COMB4	COMB5	COMB1	COMB2	COMB3	COMB4	COMB5			
A1	20	60	15.39	16.05	15.72	10.71	10.38	0.31	0.27	0.45	0.15	0.41	25.2	0.77	12
C1	60	20	12.99	11.51	17.81	7.4	13.7	0.2	1.74	0.26	1.7	0.18	25.2	0.76	12
D1	60	20	19.55	18.76	21.68	12.22	15.14	0.56	1.92	0.52	1.78	0.3	25.2	0.73	12
E1	20	60	31.01	29.47	29.25	18.5	18.28	0.15	0.15	0.48	0.1	0.45	25.2	0.70	12
F1	20	20	8.6	11.82	10.75	8.87	7.8	0.02	0.06	0.26	0.05	0.25	8.4	0.70	4
A2	20	20	29.97	27.7	27.03	16.44	15.77	0.03	0.52	0.06	0.58	0.04	8.4	0.70	4
C2	60	20	28.65	25.34	26.67	15.17	16.5	0.39	1.83	0.41	1.74	0.25	25.2	0.70	12
D2	60	20	38.43	36.12	33.06	22.37	19.31	0.86	1.97	0.29	1.77	0.39	25.2	0.70	12
E2	20	20	25.9	24.16	25.52	14.59	15.95	0.31	0.8	0.2	0.73	0.17	8.4	0.70	4
C3	20	20	12.1	12.17	13.38	7.9	9.11	0.13	0.58	0.12	0.54	0.09	8.4	0.70	4
D3	20	20	26.57	24.01	25.47	14.19	15.65	0.33	0.78	0.29	0.70	0.16	8.4	0.70	4
E3	60	20	39.12	36.75	34.62	22.72	20.59	0.85	1.96	0.78	1.76	0.45	25.2	0.70	12
A4	20	60	24.21	25.52	21.73	17.06	13.27	1.12	0.96	0.99	0.52	0.54	25.2	0.70	12
B4	20	60	34.07	31.98	31.01	19.73	18.76	0.96	0.82	0.93	0.44	0.64	25.2	0.70	12
C4	20	60	26.02	25.06	24.07	15.88	14.89	0.09	0.09	0.41	0.06	0.38	25.2	0.70	12
D4	20	60	30.01	32.73	27.66	22.12	17.05	0.16	0.14	0.44	0.08	0.40	25.2	0.70	12
E4	20	60	18.48	18.89	20.96	12.61	14.67	0.73	1.67	0.65	1.49	0.37	25.2	0.73	12

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN			
<b>Punto 1</b>	Carga axial Pura		
	$P_o = 0.85 * f_c * (A_g - A_s) + A_s * f_y$		
Ag =	1200	cm <sup>2</sup>	
As =	15.84	cm <sup>2</sup>	
fc =	210	kg/cm <sup>2</sup>	
fy =	4200	kg/cm <sup>2</sup>	
Po =	277900.56	kg	
<b>Punto 2</b>	Falla Balanceada		
$cb = \frac{d^2 * \epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y}$	d2 =	16	Cb= 9.41 cm
	$\epsilon_{cu} =$	0.003	a= 8
$ab = \beta_1 * cb$	$\epsilon_y =$	0.0021	
fs1	4200	kg/cm <sup>2</sup>	
fs2	4200	kg/cm <sup>2</sup>	
Cc=	28560	kg	
Cs1 =	16632	kg	
Cs2 =	-16632	kg	
Pnb	28560	kg	eb 7.70 cm
Mnb	370944	kg-cm	
<b>Punto 3</b>	Falla a Compresión		
Condición: c > Cb			
Se asume:	c =	9.5	cm
	a =	8.075	cm
fs1=	3027.9	kg/cm <sup>2</sup>	
fs2=	4200.0	kg/cm <sup>2</sup>	
Cc =	28827.75	kg	
Cs1 =	11990.3406		
Cs2 =	-16632		
Pu	24186.0906	kg	
Mu	343619.503	kg-cm <sup>2</sup>	

<b>Punto 4</b>	Flexión Pura					
a	4.65882353	cm				
Pno	0.00	kg				
Mno	227369.22	kg-cm				
<b>Punto 5</b>	Falla a Tracción					
To	-33264	kg				
Mo	0	kg-cm <sup>2</sup>				
<b>Punto</b>			<b>P</b>	<b>M</b>	<b>0.7P</b>	<b>0.7M</b>
Punto 1	Carga axial Pura		278	0	195	0
Punto 2	Falla Balanceada		28.56	371	20	260
Punto 3	Falla a Compresión		24.19	344	17	241
Punto 4	Flexión Pura		0.00	227	0	159
Punto 5	Falla a Tracción		-33.264	0	-23	0



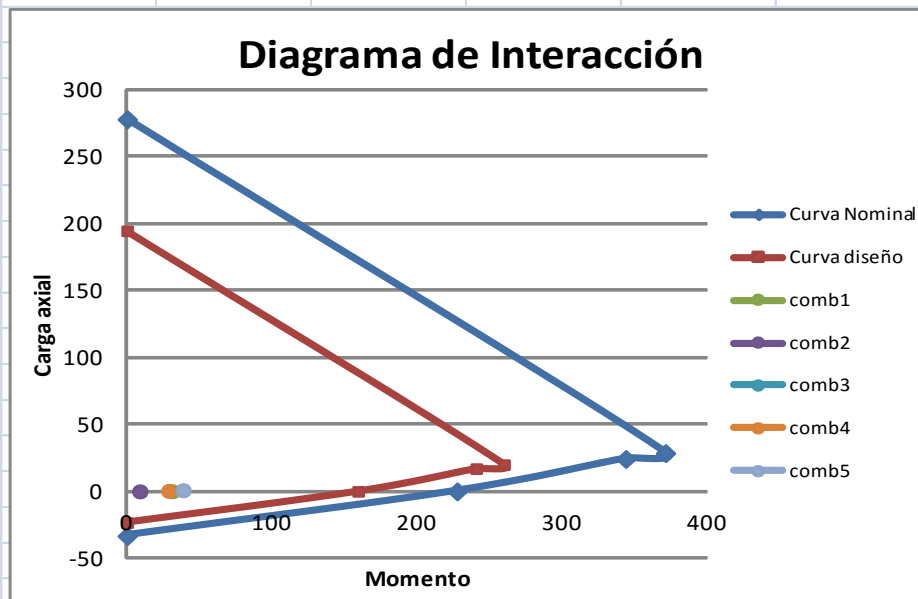
Columna C4

		Pu	Mu
1	Comb1	12.99	0.20
2	Comb2	19.55	0.56
3	Comb3	31.01	0.15
4	Comb4	8.6	0.02
5	Comb5	29.97	0.03

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN			
<b>Punto 1</b>	Carga axial Pura		
	$P_o = 0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_s) + A_s \cdot f_y$		
Ag =	1200	cm <sup>2</sup>	
As =	15.84	cm <sup>2</sup>	
fc =	210	kg/cm <sup>2</sup>	
fy =	4200	kg/cm <sup>2</sup>	
Po =	277900.56	kg	
<b>Punto 2</b>	Falla Balanceada		
$c_b = \frac{d_2 \cdot \epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y}$	d2 =	16	Cb = 9.41 cm
	$\epsilon_{cu} =$	0.003	a = 8
$a_b = \beta_1 \cdot c_b$	$\epsilon_y =$	0.0021	
fs1	4200	kg/cm <sup>2</sup>	
fs2	4200	kg/cm <sup>2</sup>	
Cc =	28560	kg	
Cs1 =	16632	kg	
Cs2 =	-16632	kg	
Pnb	28560	kg	eb = 7.70 cm
Mnb	370944	kg-cm	
<b>Punto 3</b>	Falla a Compresión		
Condición: $c > C_b$			
Se asume:	c =	9.5	cm
	a =	8.075	cm
fs1 =	3027.9	kg/cm <sup>2</sup>	
fs2 =	4200.0	kg/cm <sup>2</sup>	
Cc =	28827.75	kg	
Cs1 =	11990.34		
Cs2 =	-16632		
Pu	24186.0906	kg	
Mu	343619.503	kg-cm <sup>2</sup>	



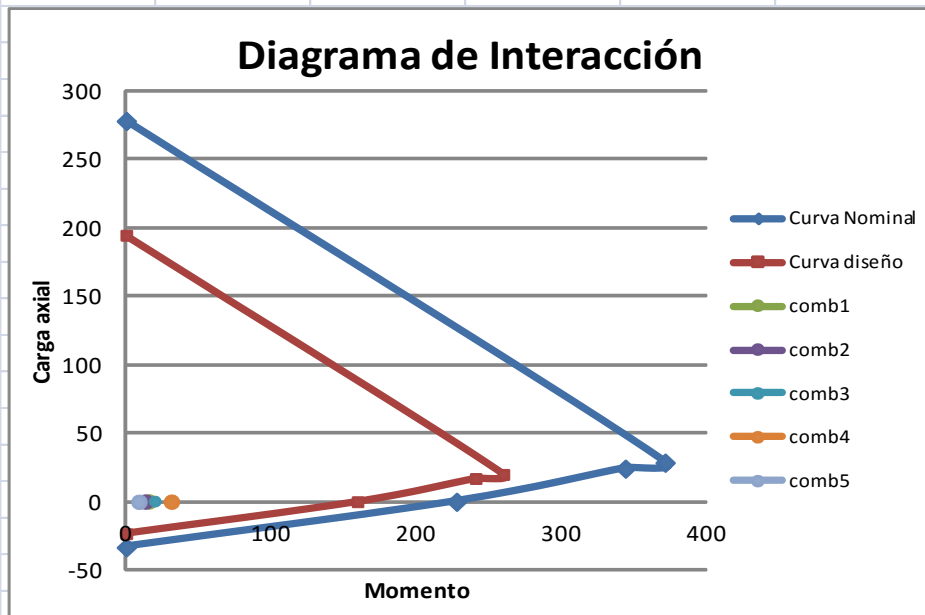
<b>Punto 4</b>	Flexión Pura					
a	4.66 cm					
Pno	0.00 kg					
Mno	227369.22 kg-cm					
<b>Punto 5</b>	Falla a Tracción					
To	-33264 kg					
Mo	0 kg-cm <sup>2</sup>					
Punto		P	M	0.7P	0.7M	
Punto 1	Carga axial Pura	278	0	195	0	
Punto 2	Falla Balanceada	28.56	371	20	260	
Punto 3	Falla a Compresión	24.19	344	17	241	
Punto 4	Flexión Pura	0.00	227	0	159	
Punto 5	Falla a Tracción	-33.264	0	-23	0	



Columna	E1	Pu	Mu
1	Comb1	31.01	0.15
2	Comb2	8.6	0.02
3	Comb3	29.97	0.03
4	Comb4	28.65	0.39
5	Comb5	38.43	0.86

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN			
<b>Punto 1</b>	Carga axial Pura		
	$Po = 0.85 * f'c * (Ag - As) + As * fy$		
Ag =	1200	cm <sup>2</sup>	
As =	15.84	cm <sup>2</sup>	
fc =	210	kg/cm <sup>2</sup>	
fy =	4200	kg/cm <sup>2</sup>	
Po =	277900.56	kg	
<b>Punto 2</b>	Falla Balanceada		
$cb = \frac{d2 * \epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y}$	d2 =	16	Cb = 9.41 cm
	$\epsilon_{cu} =$	0.003	a = 8
$ab = \beta_1 * cb$	$\epsilon_y =$	0.0021	
fs1	4200	kg/cm <sup>2</sup>	
fs2	4200	kg/cm <sup>2</sup>	
Cc =	28560	kg	
Cs1 =	16632	kg	
Cs2 =	-16632	kg	
Pnb	28560	kg	eb = 7.70 cm
Mnb	370944	kg-cm	
<b>Punto 3</b>	Falla a Compresión		
Condición: $c > Cb$			
Se asume:	c =	9.5	cm
	a =	8.075	cm
fs1 =	3027.9	kg/cm <sup>2</sup>	
fs2 =	4200.0	kg/cm <sup>2</sup>	
Cc =	28827.75	kg	
Cs1 =	11990.34		
Cs2 =	-16632		
Pu	24186.0906	kg	
Mu	343619.503	kg-cm <sup>2</sup>	

<b>Punto 4</b>	Flexión Pura				
a	4.66 cm				
Pno	0.00 kg				
Mno	227369.22 kg-cm				
<b>Punto 5</b>	Falla a Tracción				
To	-33264 kg				
Mo	0 kg-cm <sup>2</sup>				
Punto		P	M	0.7P	0.7M
Punto 1	Carga axial Pura	278	0	195	0
Punto 2	Falla Balanceada	28.56	371	20	260
Punto 3	Falla a Compresión	24.19	344	17	241
Punto 4	Flexión Pura	0.00	227	0	159
Punto 5	Falla a Tracción	-33.264	0	-23	0



Columna B4

		Pu	Mu
1	Comb1	15.39	0.31
2	Comb2	12.99	0.20
3	Comb3	19.55	0.56
4	Comb4	31.01	0.15
5	Comb5	8.6	0.02

## Memoria de Cálculo - Placa

Diseño placa P-1				
<b>Datos de la sección</b>				
Mu	158.85	t.m	fy	4200 kg/cm2
Lm	2.85	m	fc	210 kg/cm2
bw	15	cm		
As	16.384			
<b>Resistencia al corte del concreto</b>				
$\Phi Vn \geq Vu$	$(Vn=Vc+Vs)$	$Vs=(Vu-\Phi Vc)/\Phi$		
Vc	26.27	t		
$\Phi Vc$	22.33	t		
<b>Datos del analisis</b>				
Vua	45.9	t	Verificación	
Mna	158.85	t.m	Vu	74.20 t
Mn	256.8	t.m	Vn	148.07
				OK
<b>Calculo del refuerzo por corte</b>				
Vs	61.03	t		
<b>Cuantia horizontal</b>			<b>Cuantia vertical</b>	
ph	0.004		pv	0.003
Usar	0.004		Asv	5.210
Varilla	1.27	cm2	Varilla	1.27 cm2
s	22.72	cm	s	24.38 cm
<b>Story</b>				
Story	Pier	Combinaciones	P	M2
STORY1	P1	1.4D+1.7L	90.97	0.444
STORY1	P1	1.25(D+L)+Vx	73.03	9.278
STORY1	P1	1.25(D+L)-Vx	82.14	-8.545
STORY1	P1	1.25(D+L)+Vy	75.76	1.194
STORY1	P1	1.25(D+L)-Vy	79.4	-0.461
STORY1	P1	0.9D+Vx	39.07	9.073
STORY1	P1	0.9D-Vx	48.17	-8.749
STORY1	P1	0.9D+Vy	41.8	0.989
STORY1	P1	0.9D-Vy	45.44	-0.665

### Diseño placa P-2

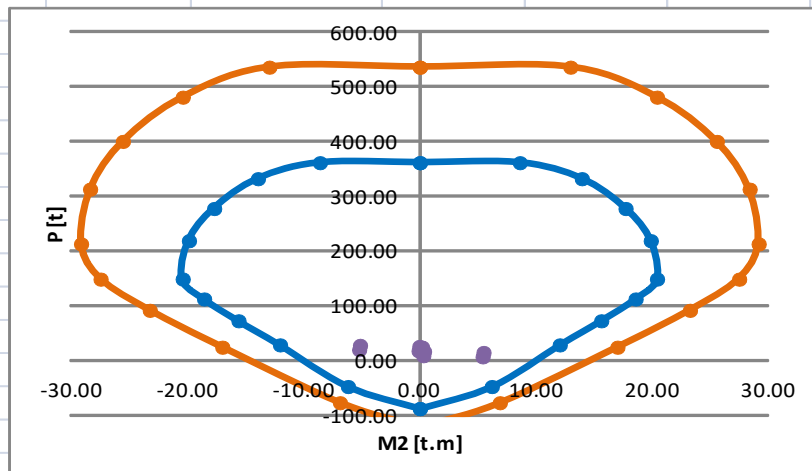
Datos de la sección			
Mu	58.74 t.m	fy	4200 kg/cm <sup>2</sup>
Lm	1.8 m	fc	210 kg/cm <sup>2</sup>
bw	15 cm		
As	9.592		

Resistencia al corte del concreto			
$\Phi V_n \geq V_u$	$(V_n = V_c + V_s)$	$V_s = (V_u - \Phi V_c) / \Phi$	
Vc	16.59 t		
$\Phi V_c$	14.10 t		

Datos del analisis		Verificación		
Vua	23.04 t	Vu	41.77 t	
Mna	58.74 t.m	Vn	148.07	OK
Mn	106.5 t.m			

Calculo del refuerzo por corte			
Vs	32.56 t		
Cuantia horizontal		Cuantia vertical	
ph	0.0020	pv	0.0025
Usar	0.0025	Asv	3.75
Varilla	0.71 cm <sup>2</sup>	Varilla	0.71 cm <sup>2</sup>
s	18.93 cm	s	18.93 cm

Story	Pier	Combinaciones	P	M2
STORY1	P2	1.4D+1.7L	24.83	0.188
STORY1	P2	1.25(D+L)+Vx	15.07	5.478
STORY1	P2	1.25(D+L)-Vx	28.13	-5.158
STORY1	P2	1.25(D+L)+Vy	17.12	0.362
STORY1	P2	1.25(D+L)-Vy	26.07	-0.042
STORY1	P2	0.9D+Vx	7.11	5.408
STORY1	P2	0.9D-Vx	20.17	-5.228
STORY1	P2	0.9D+Vy	9.17	0.292
STORY1	P2	0.9D-Vy	18.11	-0.112



Memoria de Cálculo – Zapatas

Columna	Pd t	Mdx t-m	Mdy t-m	Pl t	Mlx t-m	Mly t-m	Psx t	Msx t-m	Psy t	Msy t-m	Pd t	Pl t	Psx t	Psy t	Mdx t-m	Mdy t-m	Mlx t-m	Mly t-m	Msx t-m	Msy t-m	l m	b m
1A	7.71	0.24	0.09	3.01	0.12	0.05	3.69	1.42	2.83	0.24	7.71	3.01	3.69	2.83	0.24	0.09	0.12	0.05	1.42	0.24	0.20	0.60
1C	7.51	0.1	0.14	0.97	0.03	0.04	0.19	4.36	9.15	4.48	7.51	0.97	0.19	9.15	0.10	0.14	0.03	0.04	4.36	4.48	0.60	0.20
1D	11.95	0.4	0.09	2.40	0.13	0.02	6.07	4.04	6.86	4.66	11.95	2.40	6.07	6.86	0.40	0.09	0.13	0.02	4.04	4.66	0.60	0.20
1E	14.17	0.13	0.03	3.93	0.04	0.01	2.56	1.71	2.81	0.31	14.17	3.93	2.56	2.81	0.13	0.03	0.04	0.01	1.71	0.31	0.20	0.60
1F	5.40	0.1	0.01	1.20	0.03	0.01	5.16	1.46	5.41	0.4	5.40	1.20	5.16	5.41	0.10	0.01	0.03	0.01	1.46	0.40	0.20	0.20
2A	16.76	0.54	0.04	5.85	0.23	0.04	3.65	1.43	1.82	0.29	16.76	5.85	3.65	1.82	0.54	0.04	0.23	0.04	1.43	0.29	0.20	0.20
2C	15.71	0.2	0.13	3.77	0.06	0.04	1.00	4.38	1.53	4.76	15.71	3.77	1.00	1.53	0.20	0.13	0.06	0.04	4.38	4.76	0.60	0.20
2D	21.18	0.53	0.17	5.50	0.18	0.06	6.12	4.08	1.39	4.96	21.18	5.50	6.12	1.39	0.53	0.17	0.18	0.06	4.08	4.96	0.60	0.20
2E	16.45	0.22	0.05	4.78	0.07	0.01	3.22	1.73	6.93	0.42	16.45	4.78	3.22	6.93	0.22	0.05	0.07	0.01	1.73	0.42	0.20	0.20
3C	7.74	0.1	0.04	1.91	0.03	0.003	3.69	1.42	5.95	0.37	7.74	1.91	3.69	5.95	0.10	0.04	0.03	0.00	1.42	0.37	0.20	0.20
3D	16.78	0.24	0.06	4.88	0.08	0.01	2.32	1.67	5.92	0.4	16.78	4.88	2.32	5.92	0.24	0.06	0.08	0.01	1.67	0.40	0.20	0.20
3E	21.68	0.52	0.15	5.67	0.18	0.05	6.25	4.12	3.17	5.26	21.68	5.67	6.25	3.17	0.52	0.15	0.18	0.05	4.12	5.26	0.60	0.20
4A	11.46	0.43	0.05	3.12	0.15	0.004	3.06	1.4	1.08	0.22	11.46	3.12	3.06	1.08	0.43	0.05	0.15	0.00	1.40	0.22	0.20	0.60
4B	18.92	0.19	0.04	5.62	0.06	0.003	1.18	1.68	2.05	0.28	18.92	5.62	1.18	2.05	0.19	0.04	0.06	0.00	1.68	0.28	0.20	0.60
4C	11.7	0.03	0.02	3.25	0.01	0.003	0.46	1.71	2	0.27	11.70	3.25	0.46	2.00	0.03	0.02	0.01	0.00	1.71	0.27	0.20	0.60
4D	14.16	0.17	0.04	3.94	0.05	0.006	1.68	1.72	2.19	0.28	14.16	3.94	1.68	2.19	0.17	0.04	0.05	0.01	1.72	0.28	0.20	0.60
4E	11.43	0.5	0.08	2.44	0.16	0.01	2.39	3.40	7.1	4.94	11.43	2.44	2.39	7.10	0.50	0.08	0.16	0.01	3.40	4.94	0.60	0.20

<b>Zapata:</b>	2A							
Pd	16.76 t	Mdx	0.54 t.m	Mdy	0.04 t.m			
Pl	5.85 t	Mlx	0.23 t.m	Mly	0.04 t.m			
Psx	3.65 t	Msx	1.43 t.m					
Psy	1.82 t	Msy	0.29 t.m					
σred	39.76 t/m2							
Azap	0.57 m2					Datos columna:		
B	1.00 m			bp	0.20 m			
L	1.00 m	Azprop	1 m2	lp	0.20 m			
<b>Excentricidad</b>								
ex	0.08 m		B/6	0.17 m	ex < B/6			
ey	0.04 m		L/6	0.17 m	ey < L/6			
<i>Sin sismo</i>								
σmax	28.84	< 40 ..... OK						
σmin	18.64	> 0.....OK		Carga máxima	46.14 t/m2			
Dist min	m							
<i>Con sismo</i>								
<b>Sismo en X</b>			<b>Sismo en Y</b>					
σmax	41.25	< 52 ..... OK		σmax	32.49	< 52 ..... OK		
σmin	13.89	> 0.....OK		σmin	18.81	> 0.....OK		
Dist min	m			Dist min	m			
				Carga máxima	41.25 t/m2			

<b>Punzonamiento</b>								
d	0.50 m							
d/2	0.25 m							
bo	2.80 m							
<b>Corte resistente al punzonamiento</b>				<b>Por cortante</b>				
Vu	23.53 t			Vu	-4.61			
βc	1.000			Vc	38.40			
Vc	330.693 t			Vu ≤ φVc	-5 < 38.....OK			
Limite Vc	223.167 t							
φVc	281.089 t			h	0.60 m			
Vu ≤ φVc	24 < 281.....OK							
<b>Por flexion</b>								
Mu	3.69 t-m		Mu	3.69 t-m				
As	2.17 cm2		As	2.17 cm2				
s	15 cm		s	15 cm				
var	5/8" 1.98		var	5/8" 1.98				
area	13.2 cm2		area	13.2 cm2				
Asmin	10.8		Asmin	10.8				

## ANEXO 3.- METRADOS

### Metrado Concreto

Metrado excavación zapata								
Zapata	B	L	H	N	Vol	Vol. Total	31.425 m3	
Z-1	0.80	1.20	1.00	6	5.76			
Z-2	1.00	1.00	1.00	1	1.00			
Z-3	3.50	1.50	1.00	1	5.25			
Z-4	5.03	1.00	1.00	3	15.08			
Z-5	5.43	0.80	1.00	1	4.34			
Metrado Excavación cimientos corridos								
Eje	B	H	L	N	Volc	Vol. Total	20.959 m3	
1	0.45	1	10.475	1	4.714			
2	0.45	1	8.95	1	4.028			
3	0.45	1	6.375	1	2.869			
4	0.45	1	11.025	1	4.961			
F	0.45	1	1.475	1	0.664			
E	0.45	1	1.225	1	0.551			
D	0.45	1	1.275	1	0.574			
C	0.45	1	1.275	1	0.574			
A	0.45	1	4.50	1	2.025			
Relleno con material propio								
Eje	B	H	L	N	Volc	Vol. Total	21.291 m3	
1	0.250	0.4	10.175	1	1.018			
2	0.250	0.4	8.65	1	0.865			
3	0.250	0.4	6.375	1	0.638			
4	0.250	0.4	11.025	1	1.103			
F	0.600	0.4	1.475	1	0.354			
E	0.800	0.4	4.975	1	1.592			
D	0.800	0.4	4.925	1	1.576			
C	0.800	0.4	4.925	1	1.576			
B	1.300	0.4	2.600	1	1.352			
A	0.400	0.4	1.25	1	0.2			
A1	0.850	0.4	0.04	1	0.324			
A2	1.000	0.4	0.04	1	0.384			
A4	0.850	0.4	0.04	1	0.324			
Z3	4.020	0.4	0.52	1	1.400			
B4	0.850	0.4	0.04	1	0.324			
Z4-C	5.025	0.4	0.28	1	1.898			
C4	0.850	0.4	0.04	1	0.324			
Z4-D	5.025	0.4	0.28	1	1.898			
D4	0.850	0.4	0.04	1	0.324			
E1	0.850	0.4	0.04	1	0.324			
Z4-E	5.025	0.4	0.28	1	1.898			



Metrado Sobrecimiento								
Eje	b	h	L	N	P (kg)	Volconc	6.31	m3
EJE 1	0.2	0.4	14.87	1	1.19			
EJE 2	0.2	0.4	12.35	1	0.99			
EJE 3	0.2	0.4	8.97	1	0.72			
EJE 4	0.2	0.4	14.87	1	1.19			
EJE F	0.2	0.4	4.88	1	0.39			
EJE E	0.2	0.4	5.50	1	0.44			
EJE D	0.2	0.4	5.50	1	0.44			
EJE C	0.2	0.4	5.50	1	0.44			
EJE A	0.2	0.4	6.50	1	0.52			
Encofrado sobrecimiento								
Eje	h (m)	L (m)	N	M2	Volenc	63.152	m2	
EJE 1	0.40	14.87	2	11.90				
EJE 2	0.40	12.35	2	9.88				
EJE 3	0.40	8.97	2	7.18				
EJE 4	0.40	14.87	2	11.90				
EJE F	0.40	4.88	2	3.90				
EJE E	0.40	5.50	2	4.40				
EJE D	0.40	5.50	2	4.40				
EJE C	0.40	5.50	2	4.40				
EJE A	0.40	6.50	2	5.20				
Metrado concreto zapatas								
Zapata	B	L	H	N	Vol	Vol. Total	18.117	m3
Z-1	0.800	1.200	0.60	6	3.456			
Z-2	1.000	1.000	0.60	1	0.600			
Z-3	3.350	1.200	0.60	1	2.412			
Z-4	5.025	1.000	0.60	3	9.045			
Z-5	5.425	0.800	0.60	1	2.604			
Metrado de acero zapatas								
zapata	VAR	P	L	N	P (kg)	Total acero	711.679	kg
AISLADAS								
Z1	φ1/2"	0.994	1.20	48	57.25			
		0.994	0.80	31.8	25.29			
Z2	φ1/2"	0.994	1.00	7	6.62			
		0.994	1.00	7	6.62			
CORRIDOS								
Z4	φ1/2"	0.994	4.98	78	386.11			
		0.944	0.92	20	17.37			
Z5	φ1/2"	0.994	5.38	27	144.39			
		0.944	0.76	6	4.30			
PLACA								
Z3	φ1/2"	0.994	3.31	17	55.93			
		0.994	1.12	7	7.79			

Encofrado zapatas								
Zapata	L (m)	H (m)	#	M2	Total enc	69.8777	m2	
Z1	1.20	1.00	12	14.40				
	0.80	1.00	12	9.60				
Z2	1.00	1.00	2	2.00				
	1.00	1.00	2	2.00				
Z3	1.20	1.00	1	1.20				
	3.35	1.00	2	6.70				
Z4	1.00	1.00	3	3.00				
	5.03	1.00	6	30.15				
Z5	0.83	1.00	1	0.83				
	5.43	1.00	1	5.43				
Medrado de concreto placas								
PLACAS	B	H	L	N	Vol	Total enc	10.25	m3
P-1	2.83	0.2	11	1	6.23			
P-2	1.83	0.2	11	1	4.03			
Medrado de acero placas								
PLACA	VAR	P	L	N	P (kg)	Total acero	3829.93	kg
PLACA -1								
Corrido_ext	φ5/8"	5.425	11	12	716.10			
Horizontal	φ3/8"	5.425	2.48	52	699.61			
Vertical	φ3/8"	5.425	11	20	1193.50			
ESTRIBOS								
Estribos	φ3/8"	5.425	0.77	72	300.76			
PLACA -2								
Corrido_ext	φ5/8"	1.83	11	12	241.56			
Horizontal	φ3/8"	1.83	1.43	52	136.08			
Vertical	φ3/8"	1.83	11	12	241.56			
ESTRIBOS								
Estribos	φ3/8"	5.425	0.77	72	300.76			
Encofrado placas								
Placa	h (m)	L (m)	N	Total (m2)	Total enc	111.32	m2	
Placa 1	2.75	2.83	8	62.26				
	2.75	0.2	8	4.4				
Placa 2	2.75	1.83	8	40.26				
	2.75	0.2	8	4.4				

Metrado de concreto columnas								
COLUMNAS	B	H	L	N	Vol	Vol. Total	18.04	m3
A1	0.2	0.6	11	1	1.32			
C1	0.6	0.2	11	1	1.32			
D1	0.6	0.2	11	1	1.32			
E1	0.2	0.6	11	1	1.32			
F1	0.2	0.2	11	1	0.44			
A2	0.2	0.2	11	1	0.44			
C2	0.6	0.2	11	1	1.32			
D2	0.6	0.2	11	1	1.32			
E2	0.2	0.2	11	1	0.44			
C3	0.2	0.2	11	1	0.44			
D3	0.2	0.2	11	1	0.44			
E3	0.6	0.2	11	1	1.32			
A4	0.2	0.6	11	1	1.32			
B4	0.2	0.6	11	1	1.32			
C4	0.2	0.6	11	1	1.32			
D4	0.2	0.6	11	1	1.32			
E4	0.6	0.2	11	1	1.32			
Metrado de acero columnas								
COLUMNA	VAR	P	L	N	P (kg)	Total acero	2435.072	kg
C 20X20								
EJE 1	φ5/8"	1.552	11	4	68.29			
EJE 2	φ5/8"	1.552	11	8	136.58			
EJE 3	φ5/8"	1.552	11	8	136.58			
EJE 4	φ5/8"	1.552	11	0	0.00			
Estribos								
EJE 1	φ3/8"	0.560	0.63	100	35.28			
EJE 2	φ3/8"	0.560	0.63	100	35.28			
EJE 3	φ3/8"	0.560	0.63	100	35.28			
EJE 4	φ3/8"	0.560	0.63	100	35.28			
C 20X60								
EJE 1	φ5/8"	1.552	11	32	546.30			
EJE 2	φ5/8"	1.552	11	16	273.15			
EJE 3	φ5/8"	1.552	11	8	136.58			
EJE 4	φ5/8"	1.552	11	40	682.88			
Estribos								
EJE 1	φ3/8"	0.560	1.4	100	78.40			
EJE 2	φ3/8"	0.560	1.4	100	78.40			
EJE 3	φ3/8"	0.560	1.4	100	78.40			
EJE 4	φ3/8"	0.560	1.4	100	78.40			
Encofrado columnas								
Columna	h (m)	L (m)	N	Total m2	Total enc	255.20 m2		
20 x 20	11.00	0.20	20	44				
20 x 60	11.00	0.20	24	52.8				
	11.00	0.60	24	158.4				

Metrado de concreto vigas								
VIGAS	B	H	L	N	Vol	Vol. Total	19.26	m3
EJE 1	0.2	0.3	14.85	4	3.564			
EJE 2	0.2	0.3	14.85	4	3.564			
EJE 3	0.2	0.3	8.95	4	2.148			
EJE 4	0.2	0.3	12.35	4	2.964			
EJE A	0.2	0.3	6.45	4	1.548			
EJE B	0.2	0.3	4.05	4	0.972			
EJE C	0.2	0.3	5.45	4	1.308			
EJE D	0.2	0.3	5.45	4	1.308			
EJE E	0.2	0.3	5.45	4	1.308			
EJE F	0.2	0.3	2.40	4	0.576			
Metrado de acero vigas								
EJE	VAR	P	L	N	P (kg)	Total acero	3243.49	kg
EJE 1								
corrido	φ5/8"	1.552	16.09	4	99.887			
ref. ad. Sup	φ5/8"	1.552	8.48	2	26.322			
ref. ad. Inf	φ5/8"	1.552	4.95	2	15.365			
EJE 2								
corrido	φ5/8"	1.552	16.09	4	99.887			
ref. ad. Sup	φ5/8"	1.552	8.48	2	26.322			
ref. ad. Inf	φ5/8"	1.552	4.95	2	15.365			
EJE 3								
corrido	φ5/8"	1.552	9.89	4	61.397			
ref. ad. Sup	φ5/8"	1.552	3.8	2	11.795			
ref. ad. Inf	φ5/8"	1.552	2.65	2	8.226			
EJE 4								
corrido	φ5/8"	1.552	13.45	4	83.498			
ref. ad. Sup	φ5/8"	1.552	7.752	2	24.062			
ref. ad. Inf	φ5/8"	1.552	4.95	2	15.365			
EJE F								
corrido	φ5/8"	1.552	3.1	4	19.245			
EJE E								
corrido	φ5/8"	1.552	7.19	4	44.636			
EJE D y C								
corrido	φ5/8"	1.552	7.19	8	89.271			
EJE B								
corrido	φ5/8"	1.552	4.94	4	30.668			
EJE A								
corrido	φ5/8"	1.552	7.24	4	44.946			
Estribos								
Eje 1	φ3/8	0.560	0.384	87	18.708			
Eje 2	φ3/8	0.560	0.384	87	18.708			
Eje 3	φ3/8	0.560	0.384	52	11.182			
Eje 4	φ3/8	0.560	0.384	15	3.226			
Eje F	φ3/8	0.560	0.384	36	7.741			
Eje E	φ3/8	0.560	0.384	36	7.741			
Eje D y C	φ3/8	0.560	0.384	70	15.053			
Eje B	φ3/8	0.560	0.384	21	4.516			
Eje A	φ3/8	0.560	0.384	36	7.741			

Encofrado y Desencofrado vigas								
VIGAS	B(m)	L (m)	N	Vol	Vol. Total	256.80	m2	
EJE 1	0.3	14.85	8	35.64				
	0.2	14.85	4	11.88				
EJE 2	0.3	14.85	8	35.64				
	0.2	14.85	4	11.88				
EJE 3	0.3	8.95	8	21.48				
	0.2	8.95	4	7.16				
EJE 4	0.3	12.35	8	29.64				
	0.2	12.35	4	9.88				
EJE A	0.3	6.45	8	15.48				
	0.2	6.45	4	5.16				
EJE B	0.3	4.05	8	9.72				
	0.2	4.05	4	3.24				
EJE C	0.3	5.45	8	13.08				
	0.2	5.45	4	4.36				
EJE D	0.3	5.45	8	13.08				
	0.2	5.45	4	4.36				
EJE E	0.3	5.45	8	13.08				
	0.2	5.45	4	4.36				
EJE F	0.3	2.40	8	5.76				
	0.2	2.4	4	1.92				
<b>Metrado de concreto aligerado</b>								
losa e= 50mm								
TIPOS	B	H	A	t	Vol	Vol. Total	3.679	m3
TIPO 1	3.75	2.5	9.375	0.05	0.469			
TIPO 2	6.25	4.1	25.625	0.05	1.281			
TIPO 3	3.85	2.35	9.048	0.05	0.452			
TIPO 4	6.45	2.35	15.158	0.05	0.758			
TIPO 5	4.05	3.55	14.378	0.05	0.719			
<b>Viguetas</b>								
TIPOS	B	H	L	N	Vol	Vol. Total	3.175	m3
TIPO 1	0.1	0.15	3.750	7	0.39			
TIPO 2	0.1	0.15	6.250	11	1.03			
TIPO 3	0.1	0.15	3.850	7	0.40			
TIPO 4	0.1	0.15	6.450	7	0.68			
TIPO 5	0.1	0.15	4.050	11	0.67			
<b>Ladrillos</b>								
Tipos	B	H	A	N /m2	Numero	Numro total	2452	#
TIPO 1	3.75	2.5	9.375	8.33	78.094			
TIPO 2	6.25	4.1	25.625	8.33	213.456			
TIPO 3	3.85	2.35	9.048	8.33	75.366			
TIPO 4	6.45	2.35	15.158	8.33	126.262			
TIPO 5	4.05	3.55	14.378	8.33	119.808			

Metrado de acero aligerado						Total acero	3320.55	kg
TIPO	VAR	P	L	N	P (kg)			
TIPO 1								
ref. Sup	φ3/8"	0.56	3	24	40.320			
ref. Inf	φ3/8"	0.56	4.4	240	591.360			
adicional	φ3/8"	0.56	5.2	0	0.000			
TIPO 2								
ref. Sup	φ3/8"	0.56	4.55	10	25.480			
ref. Inf	φ3/8"	0.56	7.2	10	40.320			
adicional	φ3/8"	0.56	0	0	0.000			
TIPO 3								
ref. Sup	φ3/8"	0.56	3	7	11.760			
ref. Inf	φ3/8"	0.56	4.2	7	16.464			
adicional	φ3/8"	0.56	0	0	0.000			
TIPO 4								
ref. Sup	φ3/8"	0.56	3.4	7	13.328			
ref. Inf	φ3/8"	0.56	6.8	7	26.656			
adicional	φ3/8"	0.56	0	0	0.000			
TIPO 5								
ref. Sup	φ3/8"	0.56	2.2	10	12.320			
ref. Inf	φ3/8"	0.56	4.25	10	23.800			
adicional	φ1/2"	0.994	2.85	10	28.329			
Encofrado aligerado						Total enc	294.33	m2
Aligerado	M (m)	N (m)	#	M2				
Tipo 1	3.75	2.50	4	37.50				
Tipo 2	6.25	4.10	4	102.50				
Tipo 3	3.85	2.35	4	36.19				
Tipo 4	6.45	2.35	4	60.63				
Tipo 5	4.05	3.55	4	57.51				
Volumen concreto escalera							8.024	m3
	tramo1	tramo2	tij	Vol	Volc			
1er-2do piso	1.212	0.973		2.185				
2do-3er piso	0.973	0.973		1.946				
3er -4to piso	0.973	0.973		1.946				
4to -azotea	0.973	0.973		1.946				

### Metrado acero

Metrado Concreto Zapatas								
ZAPATA	B	L	H	n	VOL	VOL conc	10.93	m3
Z1	1.00	0.85	0.6	10	5.10			
Z2	1.00	1.00	0.6	8	4.80			
Z3	0.85	0.60	0.6	1	0.31			
Z4	1.00	0.60	0.6	2	0.72			
Metrado Acero Zapatas								
Zapata	Peso	L	n	Nvar	Peso	Peso ac	245.37	kg
Z1	0.994	1.00	10	6.67	66.27			
	0.994	0.85	10	5.67	47.88			
Z2	0.994	1.00	8	6.67	53.01			
	0.994	1.00	8	6.67	53.01			
Z3	0.994	0.85	1	5.67	4.79			
	0.994	0.60	1	4.00	2.39			
Z4	0.994	1.00	2	6.67	13.25			
	0.994	0.60	2	4.00	4.77			
Encofrado Zapatas								
Zapata	B (m)	L (m)	#	m2	m2	40.29	m2	
Z1	1.00	0.6	20	12.000				
	0.85	0.6	10	5.100				
Z2	1.00	0.6	16	9.600				
	1.00	0.6	16	9.600				
Z3	0.85	0.6	1	0.510				
	0.60	0.6	1	0.360				
Z4	1.00	0.6	4	2.400				
	0.60	0.6	2	0.720				
Volumen de concreto-cimientos								
EJE	B	L	H	VOL	VOLc	12.14	m3	
1	0.35	10.87	0.6	2.28				
2	0.35	9.15	0.6	1.92				
3	0.35	6.57	0.6	1.38				
4	0.35	11.13	0.6	2.34				
F	0.35	4.099	0.6	0.86				
E	0.35	3.399	0.6	0.71				
D	0.35	3.399	0.6	0.71				
C	0.35	3.399	0.6	0.71				
B	0.35	1.378	0.6	0.29				
A	0.35	4.399	0.6	0.92				

Encofrado cimientos							
Eje	B (m)	L (m)	#	m2	m2	53.69	m2
1	10.87	0.6	1	6.522			
2	9.15	0.6	2	10.980			
3	6.57	0.6	2	7.884			
4	11.13	0.6	1	6.678			
F	4.099	0.6	1	2.459			
E	3.399	0.6	2	4.079			
D	3.399	0.6	2	4.079			
C	3.399	0.6	2	4.079			
B	1.378	0.6	2	1.654			
A	4.399	0.6	2	5.279			

Volumen de concreto-sobrecimiento							
EJE	B	L	H	VOL	VOLc	8.87	m3
1	0.2	14.60	0.55	1.61			
2	0.2	12.15	0.55	1.34			
3	0.2	8.80	0.55	0.97			
4	0.2	14.70	0.55	1.62			
F	0.2	5.749	0.55	0.63			
E	0.2	5.499	0.55	0.60			
D	0.2	5.499	0.55	0.60			
C	0.2	5.499	0.55	0.60			
B	0.2	2.128	0.55	0.23			
A	0.2	6.028	0.55	0.66			

Encofrado Sobrecimiento							
Eje	B (m)	L (m)	#	m2	m2	50.50	m2
1	14.6	0.4	1	5.840			
2	12.15	0.4	2	9.720			
3	8.8	0.4	2	7.040			
4	14.7	0.4	1	5.880			
F	5.749	0.4	1	2.300			
E	5.499	0.4	2	4.399			
D	5.499	0.4	2	4.399			
C	5.499	0.4	2	4.399			
B	2.128	0.4	2	1.702			
A	6.028	0.4	2	4.822			

Concreto pedestal							
Pedestal	b	L	h	N	Volc	Volc	1.365
P-1	0.25	0.4	0.65	21	1.365		m3



Vigas metalicas									
Eje	perfil	W (kg/m)	N	L	Peso vig	Peso total	7393.09	KG	
1	W8x15	22.31	4	14.875	1327.45				
2	W8x15	22.31	4	14.875	1327.45				
3	W8x15	22.31	4	8.855	790.22				
4	W8x15	22.31	4	12.590	1123.53				
F	W8x15	22.31	4	2.400	214.18				
E	W8x15	22.31	4	6.250	557.75				
D	W8x15	22.31	4	6.250	557.75				
C	W8x15	22.31	4	6.250	557.75				
B	W8x15	22.31	4	4.050	361.42				
A	W8x15	22.31	4	6.45	575.60				
Columnas									
Eje	perfil	W (kg/m)	N	L	Peso col	Peso total	4970.78	KG	
1	2C 10x 15.	22.76	6	10.4	1420.22				
2	2C 10x 15.	22.76	6	10.4	1420.22				
3	2C 10x 15.	22.76	4	10.4	946.82				
4	2C 10x 15.	22.76	5	10.4	1183.52				
Diagonales									
Eje	perfil	W (kg/m)	N	L	Peso col	Peso total	4872.50	KG	
1	2L 4x4x1/.	22.31	6	10.4	1392.14				
2	2L 4x4x1/.	22.31	6	10.4	1392.14				
3	2L 4x4x1/.	22.31	4	10.4	928.10				
4	2L 4x4x1/.	22.31	5	10.4	1160.12				

## ANEXO 4. PLANOS

Se elaboraron los planos estructurales en cada diseño del edificio, a continuación se presenta la relación de planos del edificio de concreto y del edificio en acero.

### **Relación de planos – Edificio de Concreto**

**E-1 Plano de Cimentación + Cortes**

**E-2 Plano de Placas y Columnas**

**E-3 Plano de Plantas**

**E-4 Plano de Vigas**

**E-5 Plano de Escalera**

### **Relación de planos – Edificio de Acero**

**E-1 Plano de Cimentación +Cortes**

**E-2 Plano de Plantas**

**E-3 Plano de Pórticos**

**E-4 Plano de Detalles**

**E-5 Plano Escalera**